



# **UNIVERSIDAD DE CUENCA**

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

**Análisis de la capacidad de descarga y caracterización hidráulica en los puentes sobre el río Tomebamba en el tramo comprendido entre Balzain y Monay.**

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Autores:

John Israel Jiménez Avila

CI: 0104284492

Miryam Lorena Ulloa Moscoso

CI: 0106546575

Director:

Ing. Felipe Eduardo Cisneros Espinoza, PhD.

CI: 0101045540

**Cuenca – Ecuador**

25-octubre-2019



## RESUMEN

El régimen de caudal del Río Tomebamba está relacionado con la precipitación. Al producirse este fenómeno en gran magnitud duración y frecuencia en las partes altas de la subcuenca se generan crecientes que llegan a la ciudad en el transcurso de dos a tres horas (Basabe et al,1996) produciéndose un cierre al flujo en la sección donde está ubicado un puente y provocando posibles inundaciones. La falta de estudios rigurosos en su etapa de diseño demuestra la necesidad de verificar si los puentes sobre el río responden eficientemente a la capacidad de hidráulica requerida al paso de una creciente. El presente trabajo plantea analizar el comportamiento hidráulico de los puentes sobre el río Tomebamba comprendidos en el tramo Balzain-Monay. La metodología parte del análisis de caudales máximos para diferentes periodos de retorno de 5, 10, 25,50 y 100 años. La caracterización de los parámetros hidráulicos desde un levantamiento en campo y el comportamiento hidráulico del tramo median5te la comparación con un modelo unidimensional HEC RAS ya calibrado y la implementación del Modelo bidimensional IBER. Estos datos serán usados para establecer la capacidad de evacuación hidráulica de cada puente al paso de eventos extremos, definir la clase de importancia de la estructura, obtener sus caudales de diseño requeridos y finalmente evidenciar las deficiencias hidráulicas. En conclusión, este proyecto se constituye en un aporte a los estudios para la reducción de riesgos y desastres en la ciudad de Cuenca que fomenta a la protección de sus obras y conserve su valor patrimonial.

### Palabras claves:

Hec-Ras. Iber. Río Tomebamba. Puentes. Parámetros hidráulicos.



### ABSTRACT

The flow rate of the Tomebamba River is related to precipitation. When this phenomenon occurs in great magnitude, duration and frequency in the upper parts of the basin, crescents are generated that reach the city in the course of two to three hours (Basabe et al, 1996) producing a closure to the flow in the section where it is located a bridge and causing possible flooding. The lack of rigorous studies in its design stage demonstrates the need to verify whether the bridges over the river respond efficiently to the hydraulic capacity required to the passage of a rising. This paper proposes to analyze the hydraulic behavior of the bridges over the Tomebamba River included in the Balzain-Monay section. The methodology starts from the analysis of maximum flows for different return periods of 5,10,25,50 and 100 years. The characterization of the hydraulic parameters from a field survey and the hydraulic behavior of the section through comparison with an already calibrated HEC RAS one-dimensional model and the implementation of the IBER two-dimensional model. These data will be used to establish the capacity of hydraulic evacuation of each bridge to the passage of extreme events, define the importance class of the structure, obtain its required design flows and finally demonstrate the hydraulic deficiencies. In conclusion, this project constitutes a contribution to studies for the reduction of risks and disasters in the city of Cuenca that promotes the protection of its works and preserves its heritage value.

#### Keywords:

Hec-Ras. Iber. Tomebamba River. Bridges. Hydraulic parameters



## ÍNDICE GENERAL

RESUMEN .....	2
ABSTRACT .....	3
ÍNDICE GENERAL.....	4
ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE TABLAS.....	8
Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional .....	9
Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional .....	10
Cláusula de Propiedad Intelectual .....	11
Cláusula de Propiedad Intelectual .....	12
DEDICATORIA .....	13
AGRADECIMIENTOS.....	15
1. ANTECEDENTES.....	16
2. JUSTIFICACIÓN.....	17
3. OBJETIVOS.....	17
3.1 Objetivo general. ....	17
3.2 Objetivos específicos.....	17
4. GENERALIDADES .....	18
4.1 Proceso de diseño de puentes: .....	19
4.2 Influencia de un puente en el flujo de agua:.....	21
4.3 Tipos de flujo: .....	22
Flujos bajos .....	23
Flujos altos: .....	24
4.4 Áreas de flujo inefectivo: .....	26
4.5 Período de retorno de una Avenida:.....	27
4.6 Medición del escurrimiento (Aforos): .....	28
4.6.1 Aforos con correntómetros o molinetes .....	28
4.7 Curvas de descarga: .....	28
4.7.1 Método de Manning.....	28
4.8 Normas de diseño de puentes.....	29
4.8.1 Evaluación de flujos máximos: .....	29
4.8.2 Clase de importancia del puente:.....	30
5. MATERIALES Y MÉTODOS:.....	32
5.1 Área de estudio: .....	32
5.2 Estudios Hidrológicos: .....	33
5.3 Estudios Hidráulicos: .....	34
5.3.1 Topografía:.....	34
5.3.2 Estimación del coeficiente de Manning:.....	35
5.3.3 Coeficientes de expansión y contracción: .....	36
5.3.4 Condiciones de contorno: .....	36
5.4 Ejecución del modelo Hec-Ras: .....	37
5.4.1 Ingreso de puentes: .....	37



5.5 Determinación de Curvas de descarga teóricas: .....	45
5.6 Determinación de Curvas de descarga en base a los aforos: .....	47
6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN: .....	48
6.1 Resultados del estudio topográfico .....	48
6.2 Clase de importancia de los puentes .....	48
6.3 Resultados del estudio hidráulico. ....	49
6.3.1 Modelo Hec- Ras e Iber .....	49
6.3.2 Nivel de agua en el sitio del puente para los caudales de diseño .....	49
6.4 Análisis de los perfiles de lámina de agua.....	74
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: .....	93
8. ANEXOS: .....	94
ANEXO 1. Cálculo de parámetros hidráulicos para curvas de descarga teóricas. ....	94
ANEXO. 2 Modelos en tres dimensiones y vista en perfil de los puntos .....	102
ANEXO. 3 Curvas de aforos para la calibración del modelo Hec-Ras. ....	110
ANEXO 4. Modelos digitales de terreno obtenidos en el proceso de topografía.....	112
ANEXO 5. Resultados del modelo IBER. ....	120
9. BIBLIOGRAFÍA: .....	124



### ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.4. 1 Diagrama de bloques en el diseño de los puentes .....	19
Fig.4. 2 Diagrama de bloques del Proceso iterativo de diseño de un puente .....	20
Fig.4. 3 Localización de secciones en puentes.....	21
Fig.4. 4 Tipos de flujo en la zona de un puente .....	22
Fig.4. 5 Tipos de flujo bajos .....	24
Fig.4. 6 Puente a presión con flujo bajo compuerta.....	25
Fig.4. 7 Puente a presión completamente sumergido.....	25
Fig.4. 8 Puente con flujo a presión y en vertedero.....	26
Fig.4. 9 Áreas de flujo inefectiva en un puente .....	27
Fig.5. 1 Ubicación de la zona de estudio. ....	33
Fig.5. 2 Fotografía del cauce y bordes del Río Tomebamba.....	36
Fig.5. 3 Ubicación de secciones transversales influyentes en la zona de un puente .....	39
Fig.5. 4 Métodos de cálculo que ofrece el programa Hec-Ras .....	44
Fig.6. 1 Geometría del Puente Balzain .....	50
Fig.6. 2 Sección del puente Balzain con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. ....	51
Fig.6. 3 Geometría del Puente Cazhapata .....	53
Fig.6. 4 Sección del puente Cazhapata con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. ....	54
Fig.6. 5 Geometría Puente las Américas .....	56
Fig.6. 6 Sección del puente de las Américas con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS.....	57
Fig.6. 7 Geometría Puente Corazones .....	59
Fig.6. 8 Sección del puente de los Corazones con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. ....	60
Fig.6. 9 Geometría Puente del Vado .....	62
Fig.6. 10 Sección del puente del Vado con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. ....	63
Fig.6. 11 Geometría Puente del Centenario .....	65
Fig.6. 12 Sección del puente Balzain con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS .....	66
Fig.6. 13 Geometría Puente de las Escalinatas.....	68
Fig.6. 14 Sección del Puente de las Escalinatas con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS .....	69
Fig.6. 15 Geometría Puente el Vergel .....	71
Fig.6. 16 Sección del puente del Vergel con los resultados de las simulaciones en HEC-RAS .....	72
Fig.6. 17 Perfil de la lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente Balzain.....	74
Fig.6. 18 Perfil de la lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente Cazhapata .....	75
Fig.6. 19 Perfil de la lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente de las Américas.....	76
Fig.6. 20 Perfil de la lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente de los Corazones. ....	77
Fig.6. 21 Perfil de la lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente del Vado.....	78
Fig.6. 22 Perfil de la lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente Centenario.....	79



Fig.6. 23 Perfil de la lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente Escalinatas..... 80

Fig.6. 24 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Balzain..... 82

Fig.6. 25 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Cazhapata ..... 83

Fig.6. 26 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente de las Américas..... 85

Fig.6. 27 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente los Corazones ..... 86

Fig.6. 28 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente El Vado..... 88

Fig.6. 29 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente El Centenario..... 89

Fig.6. 30 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Las Escalinatas ..... 91

Fig.6. 31 Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras y Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Vergel..... 92



### ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4. 1 Categoría de construcciones hidrotécnicas según la ruta de transporte según la Norma Rumana STAS 4068 / 2-87.....	29
Tabla 4. 2 Clase de importancia de la obra hidrotécnica según la Norma Rumana STAS 4273-83 .....	30
Tabla 4. 3 Clase de importancia de la obra hidrotécnica según la Norma Rumana STAS 4068/1-82.....	31
Tabla 4.4 Caudales de diseño obtenidos con el programa HEC-HMS .....	33
Tabla 5.1 Determinación del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan. ....	36
Tabla 5.2 Condiciones de borde consideradas durante el pre-proceso en el programa Hec-Ras.....	37
Tabla 5. 3 Valores del radio de contracción recomendados por el programa Hec-Ras.....	39
Tabla 5. 4 Relación entre pendiente y valores de n de Manning .....	40
Tabla 5. 5 Resumen de los valores de Longitud de contracción .....	41
Tabla 5. 6 Valores del área de flujo inefectiva para cada puente margen izquierdo y derecho .....	43
Tabla 5. 7 Valores de los coeficientes K y de arrastre.....	44
Tabla 6. 1 Clase de importancia de los puentes y su respectivo período de diseño. ....	48
Tabla 6. 2 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente Balzain para los caudales de diseño de 1 a 100 años.....	50
Tabla 6. 3 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente Cahapata para los caudales de diseño de 1 a 100 años .....	53
Tabla 6. 4 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente de las Américas para los caudales de diseño de 1 a 100 años .....	56
Tabla 6. 5 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente de los Corazones para los caudales de diseño de 1 a 100 años.....	59
Tabla 6. 6 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente del Vado para los caudales de diseño de 1 a 100 años .....	62
Tabla 6. 7 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente del Centenario para los caudales de diseño de 1 a 100 años .....	65
Tabla 6. 8 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente de las Escalinatas para los caudales de diseño de 1 a 100 años.....	68
Tabla 6. 9 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente del Vergel para los caudales de diseño de 1 a 100 años .....	71



## Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

John Israel Jiménez Avila en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis de la capacidad de descarga y caracterización hidráulica en los puentes sobre el río Tomebamba en el tramo comprendido entre Balzain y Monay", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, octubre 2019



---

John Israel Jiménez Avila

C.I: 0104284492

## Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

Miryam Lorena Ulloa Moscoso en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis de la capacidad de descarga y caracterización hidráulica en los puentes sobre el río Tomebamba en el tramo comprendido entre Balzain y Monay", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, octubre 2019



---

Miryam Lorena Ulloa Moscoso

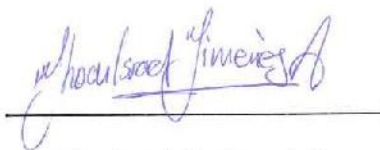
C.I: 0106546575

## Cláusula de Propiedad Intelectual

---

John Israel Jiménez Avila autor del trabajo de titulación "Análisis de la capacidad de descarga y caracterización hidráulica en los puentes sobre el río Tomebamba en el tramo comprendido entre Balzain y Monay", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Octubre 2019



John Israel Jiménez Avila

C.I: 0104284492

## Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Miryam Lorena Ulloa Moscoso autora del trabajo de titulación "Análisis de la capacidad de descarga y caracterización hidráulica en los puentes sobre el río Tomebamba en el tramo comprendido entre Balzain y Monay", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, Octubre 2019



---

Miryam Lorena Ulloa Moscoso

C.I: 0106546575



## DEDICATORIA

La presente tesis se la dedico a cinco personas maravillosas:

A mis padres, Ángel y Julia, quienes han sido un vivo ejemplo de superación y entrega incondicional y el baluarte en todo momento de mi vida.

A mis tres hermanas: Nelly, María Eugenia y Adriana, por estar siempre presentes y brindarme el apoyo moral y sentido de fraternidad necesarios para conquistar esta meta profesional.

Lorena Ulloa M.



## DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico:

A Dios quien nunca se apartó de mí y mi familia.

A mi padre Edwin quien con su lucha diaria y desde muy pequeño me inculcó que el trabajo duro, esfuerzo y sacrificio son necesarios para conseguir cualquier meta. Quien me enseñó que en los días más difíciles siempre hay una esperanza por un mejor mañana y que una sonrisa nunca debe faltar en el hogar.

A mi madre María quien desde mis primeros pasos me enseñó el respeto, la honestidad y el empeño por hacer el bien. Quien me corrigió con todo su empeño y amor para lograr ser un hombre de bien

A mis hermanos Paola, Cristina y Paul quienes fueron compañeros infaltables de las más grandes luchas que la vida nos dio y que con su cariño y alegría siempre las pudimos superar

A mi sobrina Natalia quien con su inocencia y ocurrencias alegró este hogar.

A quien me acompañó siempre.

A todos ustedes que los llevo siempre en mi corazón.

John Israel.



## AGRADECIMIENTOS

Desde lo más profundo de nuestro ser, expresamos nuestro agradecimiento a DIOS, por concedernos la oportunidad de vivir y el privilegio de estudiar.

A nuestro digno tutor, PhD. Felipe Cisneros, por su sapiencia y empoderamiento en la tarea a él encomendada.

Agradecemos al mismo tiempo, a la Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería, por haber sido la entidad educativa que nos ha provisto de aquellos conocimientos y destrezas necesarias para desarrollar y transformar ideas en acción.

Lorena Ulloa M.

John Jiménez Ávila



## 1. ANTECEDENTES

El río Tomebamba ha sido durante siglos la arteria fluvial más representativa de la ciudad de Cuenca, no solo por separar la ciudad colonial de la ciudad moderna con su emblemático curso natural, sino también por la serie de catástrofes e inundaciones que sus aguas han provocado a lo largo de la historia; la más recordada, la del 3 de abril de 1950 cuando el río desbordó sus aguas provocado por un deslave en la zona de El Cajas, taponó el cauce y dio origen a un embalse enorme de agua que, al desbordarse, arrasó cuanto aparecía a sus orillas y destruyó viviendas, cultivos y puentes. (GoRaymi en Ecuador).

Dentro de este contexto se halla la destrucción de los puentes del Vado, Centenario, Vergel y el sobre nombrado Puente Roto que no resistieron su caudal de 400 m<sup>3</sup>/s y fueron arrastrados por la corriente dejando a gran parte de la ciudad incomunicada.

En consecuencia, se reemplazaron tres de estos puentes por estructuras nuevas, que, en la actualidad, junto con otros puentes históricos y modernos forman parte de la infraestructura vial e hidráulica de la ciudad. A partir de la importancia de esta interacción entre río y puentes, surge la necesidad de estudiar aspectos hidráulicos que controlan el diseño de los mismos, tales como: caudal de diseño, características hidráulicas a lo largo de las crecientes, comportamiento del río, irregularidad de sus descargas, factores que afectan la movilidad fluvial y por ende la estabilidad de las obras construidas junto a los ríos. Todo esto aplicado como un enfoque no estructural que permitan llevar adelante una adecuada gestión de riesgos, para la mitigación de desastres, futuras deficiencias en los puentes y sus posibles soluciones.

*En 1950 el Tomebamba se llevó los puentes de El Vado, Todos Santos y El Vergel. Las mediciones hidrológicas confiables son recientes. Además, el encauzamiento del río mediante muros ha profundizado el lecho, por lo que ha aumentado la capacidad de tránsito de las aguas y disminuido las posibilidades de desbordamiento (Raymi, 2019).*

*“Junio de 2012. El río Tomebamba se desborda por las intensas lluvias, inundando el sector del coliseo Jefferson Pérez, tramos frente a la Universidad de Cuenca, puente Centenario, Hospital regional Vicente Corral Moscoso, Puertas del Sol y Río Amarillo” (Vallejo Llerena, 2014, pág. 10).*

*Los técnicos de la Empresa Municipal Etapa de Cuenca generaron una alerta por el incremento del caudal del río Tomebamba, que es uno de los cuatro afluentes que atraviesa la capital azuaya. El río tiene un caudal de 103 metros cúbicos por segundo (EL COMERCIO, 2019)*





## 2. JUSTIFICACIÓN

Las estadísticas sobre las fallas en puentes revelan que aproximadamente el 50% de las causas son de naturaleza hidráulica, particularmente debido a los efectos de las inundaciones (Popovici, 2010). Generalmente el diseño de un puente se enfatiza en su estructura e infraestructura quedando los problemas de aspecto hidráulico en segundo orden. Las crecidas del río Tomebamba han causado la pérdida de algunas de estas estructuras, la más reconocida el puente Roto, ocurrida en el año 1950. Estos sucesos revelan la influencia que tienen estos fenómenos hidráulicos en la interacción entre el río y puente y la importancia de realizar estudios hidráulicos rigurosos en su etapa de diseño que contrarresten y reduzcan los efectos negativos de estos fenómenos. El propósito de este documento es evaluar 8 puentes principales levantados sobre el río Tomebamba en el tramo Balzain -Monay y verificar su capacidad de conducción bajo su sección hidráulica, al mismo tiempo que se evalúa el estado funcional actual de los puentes y sus posibles deficiencias hidráulicas, de tal manera que se pueda contribuir a la toma de decisiones correctas y llamar la atención sobre su importancia.

## 3. OBJETIVOS

### 3.1 Objetivo general.

Analizar la capacidad de descarga y caracterización hidráulica en los puentes sobre el Río Tomebamba en el tramo comprendido entre Balzain y Monay.

### 3.2 Objetivos específicos.

1. Recopilar la información de caudales máximos de diseño existentes para elegir el periodo de retorno correspondiente a un evento de magnitud catastrófica bajo diferentes hipótesis.
2. Monitorear las características (tirante hidráulico, pendiente longitudinal, rugosidad) del comportamiento hidráulico del río desde un levantamiento y observaciones realizadas para actualizar y validar el comportamiento establecido mediante un modelo matemático unidimensional (HEC-RAS) ya calibrado por el Programa de Manejo del Agua y del Suelo (PROMAS).
3. Aplicar los criterios de diseño hidráulico de puentes establecida por Bureau of Reclamación (USBR) para definir la clase de importancia en cada puente, su relación con la magnitud de una avenida catastrófica y verificar la capacidad de descarga hidráulica de la estructura.
4. Evidenciar las posibles deficiencias y riesgos a los que se exponen los puentes al paso de una avenida hidráulica extrema.



#### 4. GENERALIDADES

Los ríos son por su propia naturaleza elementos fundamentalmente dinámicos. Los ríos aluviales están cambiando constantemente de posición y forma y adquieren por un mecanismo que ha sido llamado de "Autoajuste", la pendiente, el ancho y el tirante correspondientes al gasto líquido, al gasto sólido y a la composición granulométrica de los sedimentos que arrastran. Este principio general de la Hidráulica Fluvial sigue siendo válido cuando se presentan las eventuales grandes descargas sólidas y líquidas. En consecuencia, el río manifiesta su tendencia natural a adquirir un nuevo ancho, un nuevo tirante y una nueva pendiente, lo que a veces implica cambio de recorrido. Es entonces cuando se hace evidente el conflicto entre el río y las obras, especialmente cuando en su diseño no se hubiese tenido en cuenta la posibilidad de ocurrencia de esos grandes caudales y la intensificación de los procesos fluviomorfológicos de erosión y sedimentación. (Rocha, 2013)

Un puente que interactúa con un río es una estructura hidráulica y debe ser concebido y diseñado como tal, de modo que produzca la menor perturbación posible en el escurrimiento fluvial y, a un costo razonable, cumpla adecuadamente con los fines buscados. Como toda estructura necesita estabilidad y permanencia en el tiempo frente a la agresividad fluvial. El río, en cambio, por su propia naturaleza es esencialmente dinámico y cambiante y, además, sufre la acción de las actividades humanas. (Rocha, 2013). Su estudio integral debe comprender el entendimiento de su geomorfología, ya que cambios en su profundidad, ancho y alineamiento, en forma súbita o progresiva, pueden alterar la estabilidad del cauce, y por ende de las estructuras que en él se construyan. (Guevara, 2016)



#### 4.1 Proceso de diseño de puentes:

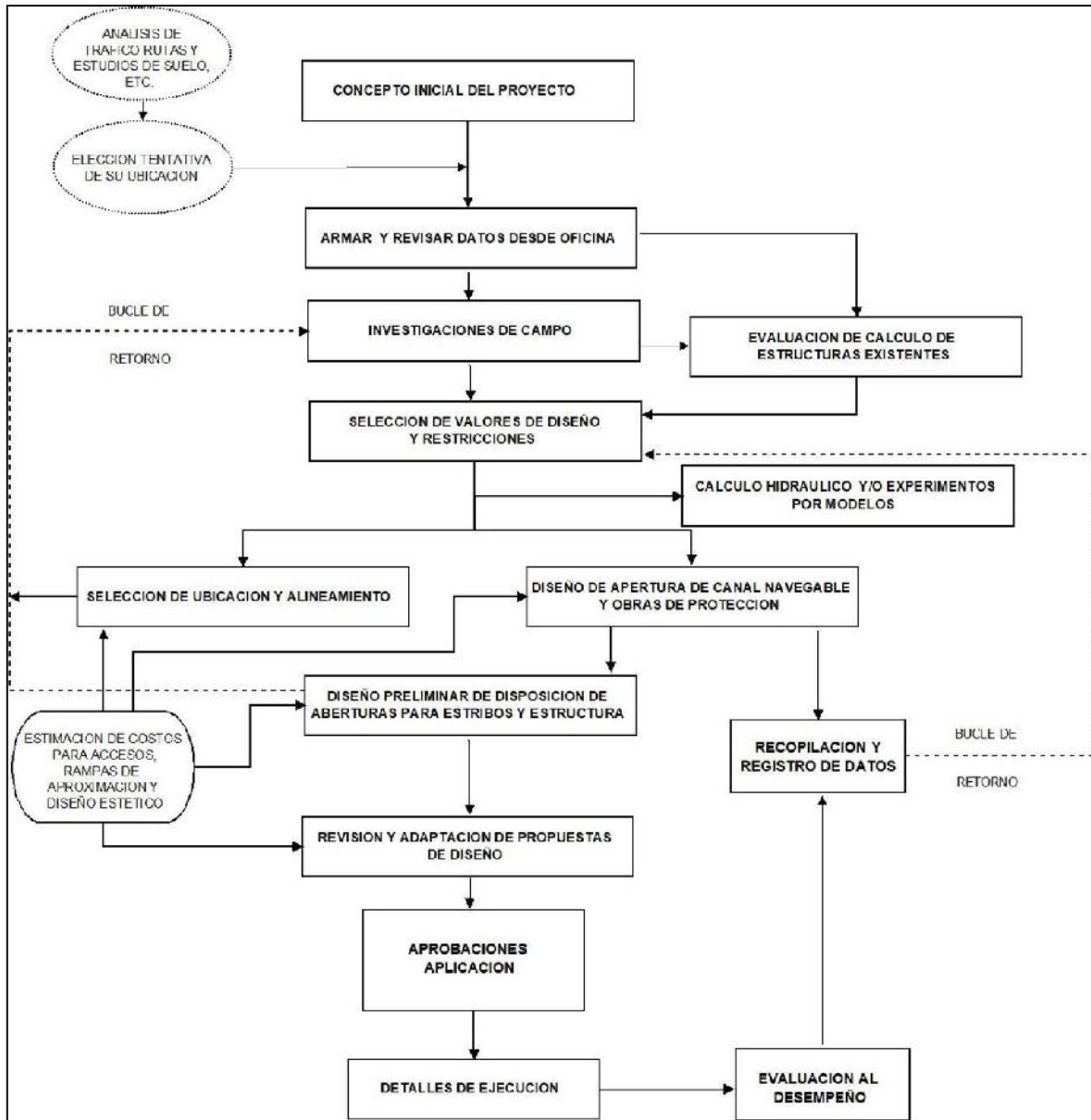


Fig.4. 1 Diagrama de bloques de los cálculos hidrológicos e hidráulicos en el diseño de los puentes (Popovici, 2010)

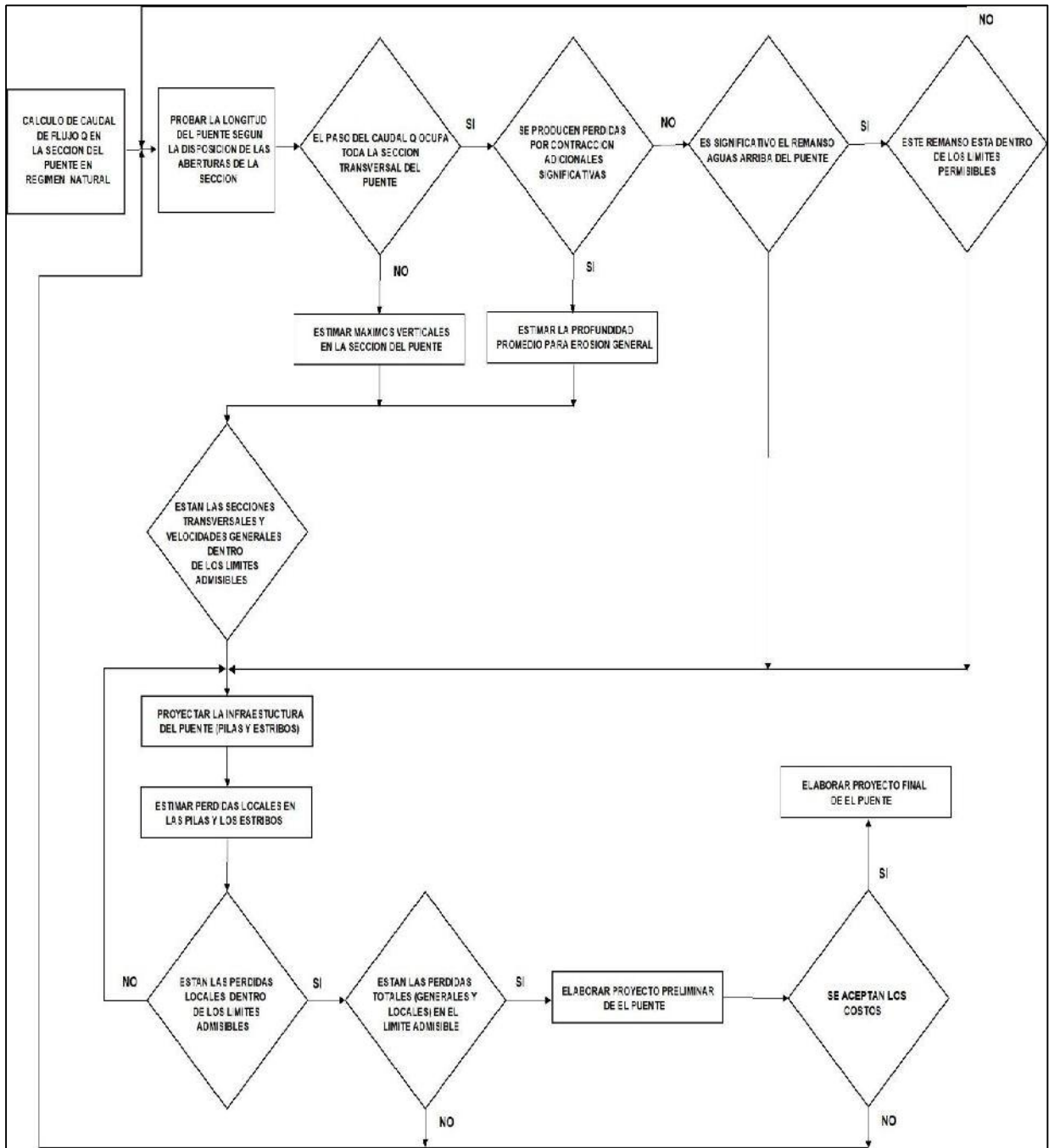


Fig.4. 2 Diagrama de bloques del Proceso iterativo de diseño de un puente (Popovici, 2010)

#### 4.2 Influencia de un puente en el flujo de agua:

La existencia de un puente conlleva la modificación de agua en su localización y esta modificación puede extenderse a bastante distancia en función de las condiciones del flujo.

Si nos encontramos en condiciones normales, el caudal del río circula por el canal principal y ante la existencia de un puente el flujo sólo se ve alterado si dentro del canal queda ubicada alguna pila del puente.

Por el contrario, en crecidas importantes el agua llega a desbordar el canal principal y ocupa las márgenes. En esos casos, la anchura de la zona ocupada por el agua será superior a la de la luz del puente, que se acortan mediante los terraplenes de acceso, de forma que a partir de una determinada sección (sección 4) se modifican drásticamente las líneas de corriente para dirigir el flujo por debajo del puente. A este tramo del río comprendido entre la sección 4 y el puente se le denomina zona de contracción (Contraction Reach). (Brunner, 2016)

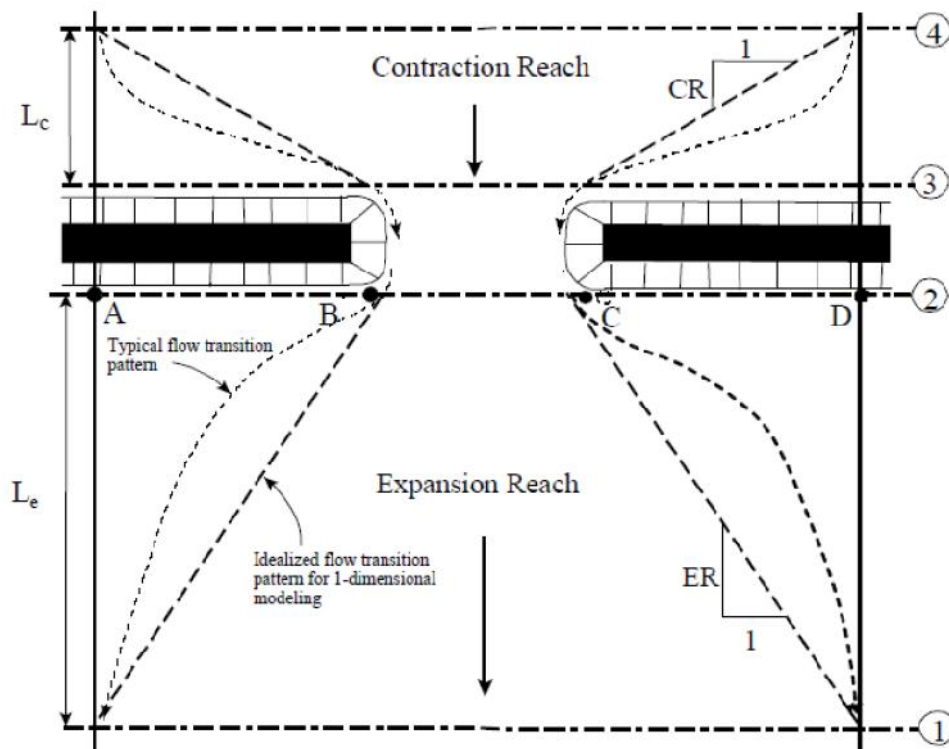


Fig.4. 3 Localización de secciones en puentes (Brunner, 2010)

Cuando el caudal circula a través del puente, la sección mojada se reduce. Esto provoca un aumento de la velocidad del flujo que se traduce en un aumento del calado de la lámina de agua aguas arriba. Si además las condiciones de flujo son subcríticas, este efecto se puede extender a gran distancia, bastante aguas arriba de la sección 4. Una vez que el flujo ha pasado bajo el puente (sección 2), la lámina de agua sufre una expansión



(Expansión Reach) de manera que el flujo recupera gradualmente toda la anchura del cauce (sección 1) reduciéndose la velocidad del mismo.

Los fenómenos de contracción y expansión conllevan una pérdida de carga que se traduce en una diferencia en el nivel de la lámina de agua entre las secciones de aguas arriba y aguas abajo, que puede llegar a ser significativa. (Brunner, 2016)

### 4.3 Tipos de flujo:

Cuando se tiene condiciones de flujo libre en la zona del puente se dice que el flujo es bajo, en tanto que el flujo alto se considera cuando la estructura llega a actuar a presión ya sea como orificio, compuerta o vertedero. (Guevara, 2016).

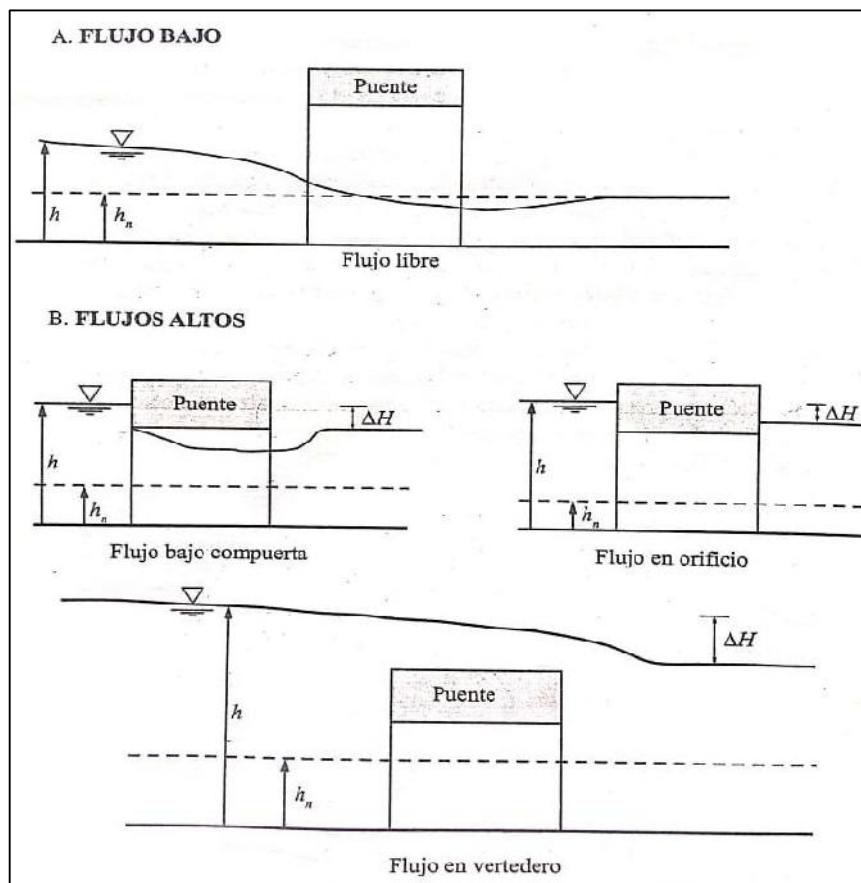


Fig.4. 4 Tipos de flujo en la zona de un puente (Guevara, 2016)



## Flujos bajos

El flujo es bajo cuando pasa libremente bajo la apertura del puente. En la zona de un puente se pueden presentar cuatro situaciones de flujo libre:

- Flujo tipo A:

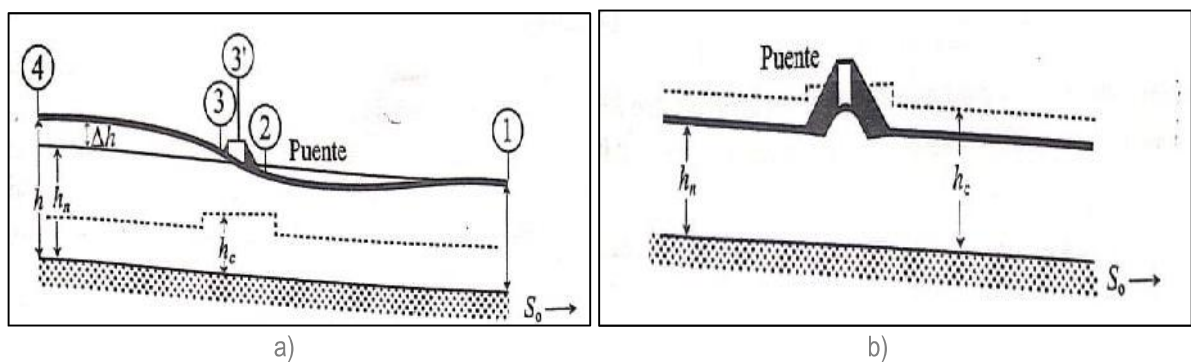
Este tipo de flujo se presenta cuando la superficie del agua a través del puente es completamente subcrítica y por lo tanto los tirantes de agua son siempre mayores que la profundidad crítica. Este es el caso más frecuente en la práctica. (Guevara, 2016)

- Flujo tipo B:

Existe cuando los perfiles son subcríticos y supercríticos, el flujo pasa de un flujo lento al flujo rápido debajo del puente (B1) o inmediatamente aguas abajo del puente (B2). Para ambos casos, el flujo tipo B ocurre cuando los perfiles pasan por la profundidad crítica en la sección contraída del puente. La ubicación de los cruces en tales áreas es aceptable para ríos sin recursos hídricos significativos. Las protecciones necesarias contra las aflicciones son más importantes que para el tipo A. (Popovici, 2010)

- Flujo Tipo C:

Corresponde a los casos con flujo rápido (supercrítico) tanto hacia arriba como hacia abajo del cruce. Este tipo es característico de los ríos de montaña con pendientes longitudinales entre 0.005... 0.01. En tales casos, el nivel del espejo de agua tiende a estar en el área de contracción (debajo del puente), lo que requiere un análisis cuidadoso de la elevación más baja de la superestructura del puente. (Popovici, 2010)



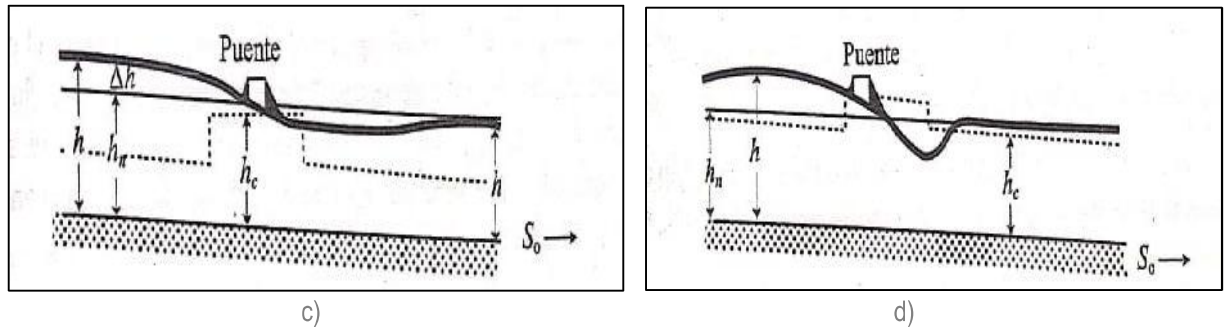


Fig.4. 5 a) Flujo tipo A (subcrítico), b) Flujo tipo C (supercrítico), c) Flujo tipo B1 (paso por flujo crítico) d) Flujo tipo B2 (paso por flujo crítico), (Atala, 1979)

### Flujos altos:

El flujo alto se presenta cuando la superficie del agua entra en contacto con la parte más baja de la losa o de las vigas del puente, formando un remanso aguas arriba. (Brunner, 2016). En ese momento las condiciones del flujo varían respecto de la situación anterior, calculándose de las siguientes formas:

- **Desagüe bajo compuerta:**

Cuando el extremo de aguas arriba del tablero queda sumergido, pero no el de aguas abajo, el puente se comporta hidráulicamente como un desagüe bajo compuerta: (Brunner, 2016)

$$Q = C_d A_{BRU}^{1/2} \sqrt{2g \left[ Y_3 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right]} \quad 4-1$$

Q Caudal

Cd coeficiente de descarga para flujo de presión

ABRU área neta de la abertura del puente en la cara aguas arriba del puente BRU.

Y3 profundidad hidráulica en la ST 3 aguas arriba del puente.

Z distancia vertical desde la máxima cuerda baja del puente a la elevación media del río en la cara aguas arriba BRU



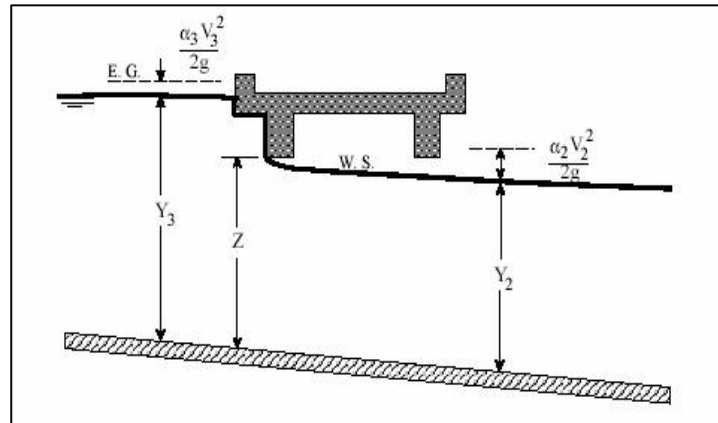


Fig.4. 6 Puente a presión con flujo bajo compuerta (Brunner, 2010)

- **Flujo en orificio:**

Cuando la lámina de agua en el extremo aguas abajo del puente también deja el tablero sumergido, el comportamiento hidráulico es como el de un conducto a presión. Usando para sus cálculos la ecuación de orificio (Brunner, 2016)

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad 4-2$$

- Cd Coeficiente de descarga. Si el puente está completamente sumergido con el agua tocando las caras aguas arriba y aguas abajo, el valor usual del coeficiente de descarga es de 0.8
- H Diferencia entre la elevación de la línea de energía aguas arriba y la elevación de la superficie del agua aguas abajo
- A área neta de la abertura

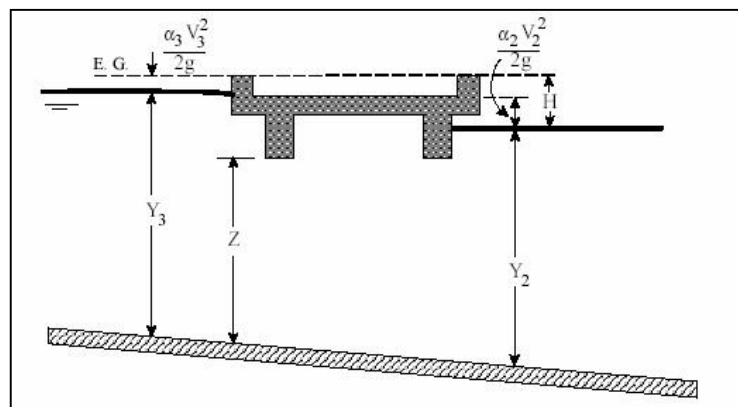


Fig.4. 7 Puente a presión completamente sumergido (Brunner, 2010)



- **Flujo sobre vertedero:**

Cuando el flujo de agua supera el tablero, produciéndose el vertido por encima del mismo y a través de la zona inferior del puente, el desagüe sobre la zona del tablero se calcula mediante la fórmula del vertedero. (Brunner, 2016)

$$Q = C_d L H^{3/2} \quad 4-3$$

Q caudal sobre vertedero

Cd coeficiente de descarga para vertederos

L longitud de la cresta del vertedero

H diferencia entre la energía aguas arriba y la cresta de la carretera.

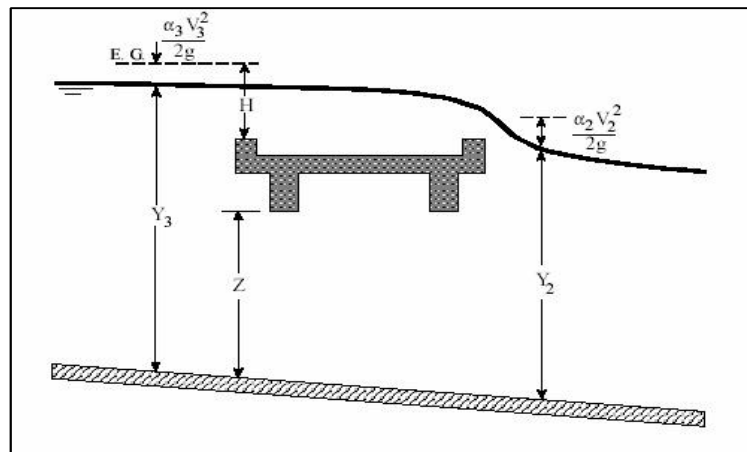


Fig.4. 8 Puente con flujo a presión y en vertedero (Brunner, 2010)

#### 4.4 Áreas de flujo inefectivo:

Cuando el puente dispone de terraplenes de acceso de gran tamaño, además de la contracción y expansión del flujo se originan unas áreas de flujo inefectivas en las márgenes, en las que la sección almacena agua, pero su velocidad es prácticamente nula. (Brunner, 2016)

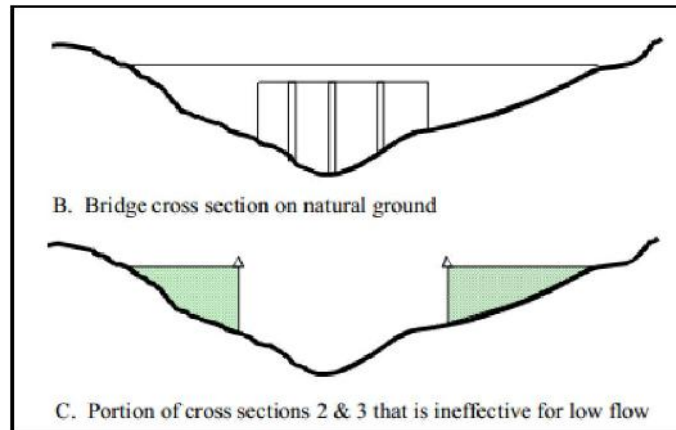


Fig.4. 9 Áreas de flujo inefectiva en un puente (Brunner, 2016)

#### 4.5 Período de retorno de una Avenida:

Para el caso de un caudal de diseño, el periodo de retorno se define, como el intervalo de tiempo, dentro del cual un evento de magnitud  $Q$ , puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

Si un evento igual o mayor a  $Q$ , ocurre una vez en  $T$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$ , es igual a  $1$  en  $T$  casos, es decir: (Billón, 2014).

$$P = \frac{1}{T} \text{ ó } T = \frac{1}{P} \quad 4-4$$

Donde:

$P$  probabilidad de ocurrencia de un caudal  $\geq Q$

$T$  período de retorno

La Avenida de Diseño para un puente está asociada al comportamiento del tramo fluvial comprometido, a la sección en la que está el puente, a las socavaciones previstas y, ciertamente, a la importancia y costo de la obra.

La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) recomienda como Avenida de Diseño para un puente la correspondiente a la avenida centenaria, o aquella que siendo menor alcance el nivel del tablero. (Rocha, 2014).

Chow, Maidment y Mays indican como criterio general de diseño que se usen periodos de retorno entre 10 y 50 años para puentes del sistema secundario de carreteras, y entre 50 y 100 años para puentes en el sistema principal de carreteras. Periodos de retorno en la práctica son 50 años para puentes pequeños, de 50 a 100 años para puentes medianos y de 100 a 500 años para puentes grandes. (Guevara, 2016)



Para la evaluación de puentes nuevos o ya construidos desde el punto de vista hidráulico y de socavación, y sobre todo cuando haya incertidumbre en la información hidrológica disponible, resulta conveniente considerar períodos de retorno de 100 años (Q100) y hacer chequeos para ver qué ocurriría si se presentan supercrecientes de 500 años (Q 500), o mayores, en caso de que el puente pueda ser sobrepasado por el agua. (Guevara, 2016)

#### **4.6 Medición del escurrimiento (Aforos):**

Aforar una corriente, significa determinar a través de mediciones, el caudal que pasa por una sección dada y en un momento dado. Existen diversos métodos, para determinar el caudal de una corriente de agua, cada uno aplicable a diversas condiciones, según el tamaño de la corriente o según la precisión con que se requieran los valores obtenidos. (Billón, 2014)

##### **4.6.1 Aforos con correntómetros o molinetes**

Para este método, se emplea el correntómetro o molinete. Estos son aparatos que miden la velocidad, en un punto dado del curso del agua. Esta velocidad es medida en los instrumentos, por medio de un órgano móvil, que detecta la velocidad de la corriente y transmite las indicaciones de un interruptor encargado de cerrar un circuito eléctrico, cuando ha dado un cierto número de vueltas, sobre un contador o contómetro (de impulsiones de sonido, señales luminosas, digitales, etc.). (Villón, 2014)

#### **4.7 Curvas de descarga:**

Las curvas de calibración Nivel-Caudal definen la relación que existe entre el nivel de agua (H) y el caudal (Q). Esta relación se puede determinar después de realizar muchas mediciones de niveles y caudales que cubran un amplio rango para definir una curva continua.

La curva de calibración o relación Nivel-Caudal, en principio, debe aplicarse solamente dentro del rango de niveles aforados. Las mediciones normalmente se realizan para caudales mínimos y medios. Si se requiere estimar el caudal para niveles de agua superiores o inferiores a los aforados será necesario efectuar una extrapolación de la curva de calibración. Para ello es necesario conocer muy bien las características geométricas e hidráulicas de la sección transversal y tener un suficiente número de aforos, con el fin de ajustar dicha curva a una condición de extrapolación aceptable. (Cárdenas Toro, Lobo Vélez , & Sanguino Cañizares , 2015)

##### **4.7.1 Método de Manning**

Se utiliza más para la extrapolación de caudales altos o máximos correspondientes a niveles de agua altos, dado que sus valores son más reales. Se parte de la hipótesis de que el Factor de Resistencia o Hidráulico  $FH = S * 0,5 / n$  de la ecuación de Manning tiende a una constante para cada una de las secciones transversales de un



río, a medida que el nivel aumenta. Este valor puede estar entre 0.5 y 2.0 m en la mayoría de los casos. En esta expresión S es la pendiente de fricción y n es el coeficiente de rugosidad de Manning, y ninguno de los dos se mide directamente en un aforo. El Factor Hidráulico se evalúa de cada aforo, al dividir el caudal aforado Q entre el Factor Geométrico, el cual es igual a  $FG = AR^{2/3}$ . De esta manera se agrupan los datos medidos directamente (Q, A y P) y el Factor Hidráulico FH se calcula de forma implícita al relacionarlo con el caudal aforado mediante la expresión: (Cárdenas Toro, Lobo Vélez, & Sanguino Cañizares, 2015)

$$FH = \frac{Q}{FG} \quad 4-5$$

## 4.8 Normas de diseño de puentes

### 4.8.1 Evaluación de flujos máximos:

Los flujos de cálculo y verificación para puentes corresponden a flujos máximos con una cierta probabilidad anual de excedencia de acuerdo con la clase del puente según la norma STAS 4068 / 2-87. La clasificación de puentes en clases y categorías importantes desde el punto de vista hidrotécnico, se realiza de acuerdo con la Norma STAS 4273-83, teniendo en cuenta el carácter definitivo o provisional de la obra, el tipo y la importancia de la ruta de transporte en la que se encuentra. (Popovici, 2010)

Según la Norma STAS 4068 / 2-87 la categoría de construcciones hidrotécnicas (los cruces y las defensas en los cursos de agua y lagos) se realizan de acuerdo con el tipo y la importancia de las rutas de transporte según la tabla 4.1. (Popovici, 2010)

	Ruta de transporte	Categoría
Obras hidrotecnicas para autopistas		3*
Obras hidroténicas para carreteras	nacional	3*
	condado (provincial)	4*
	comunales (cantonal)	4
	de explotación (tercer orden)	4**
Obras hidrotecnicas para calles	conexiones de bus y tranvia	3
	colector	4
	local	4**

Tabla 4. 1Categoría de construcciones hidrotécnicas según la ruta de transporte según la Norma Rumana STAS 4068 / 2-87(Popovici, 2010)

\*Nota. Las construcciones hidrotécnicas clasificadas como "asterisco" pueden clasificarse en una categoría inmediatamente superior solo en casos bien justificados basados en estudios a prueba de inundaciones y análisis técnico-económicos



\*\* Nota. Las construcciones hidro-técnicas de categoría 4 de interés local, las construcciones desmontables de los trabajos de construcción del sitio pueden clasificarse según las justificaciones correspondientes en la clase V importante.

#### 4.8.2 Clase de importancia del puente:

De acuerdo con el período de utilización, las construcciones hidrotécnicas son dos:

- **Definitivas (permanentes):** que están diseñadas para un período de explotación de al menos  $\frac{1}{2}$  de la duración de su servicio normal pero no inferior a 10 años; este tipo incluye puentes permanentes y semipermanentes.
- **Temporales (semipermanentes):** construcciones hidrotécnicas diseñadas para una vida útil inferior a  $\frac{1}{2}$  de su vida útil normal o inferior a 10 años, este tipo son los puentes provisionales.

Después del papel funcional en la disposición hidrotécnica, las construcciones hidrotécnicas se incluyen en el tipo principal, cuya destrucción parcial / total reduce significativamente la capacidad funcional y secundaria si la destrucción parcial del conjunto o el total no tiene consecuencias graves.

Dependiendo de la categoría de importancia, la duración de la explotación es el papel funcional dentro de la planificación, las construcciones y las instalaciones hidrotécnicas se clasifican en las clases de importancia, que se presentan en la Tabla 4.2 (Popovici, 2010)

Construcción hidrotécnica		Categoría de Obra Hidrotécnica			
Vida útil	Funcionalidad	1	2	3	4
		Clase de importancia de la obra hidrotécnica			
Definitivo	principal	I	II	III	IV
	secundario	III	III	IV	IV
Provisional	principal	III	III	IV	IV
	secundario	IV	IV	IV	V

Tabla 4. 2 Clase de importancia de la obra hidrotécnica según la Norma Rumana STAS 4273-83 (Popovici, 2010)

La Tabla 4.3 muestra las probabilidades anuales de exceder los caudales máximos a los cuales se debe dimensionar o verificar una construcción hidrotécnica según su clase de importancia. Las condiciones normales de operación corresponden a los supuestos de tamaño de construcciones e instalaciones hidrotécnicas, así como otras construcciones que pueden verse afectadas por el gran régimen hídrico. Las condiciones especiales de explotación corresponden a los supuestos de verificación de presas. (Popovici, 2010)



Clase de importancia de obra hidrotécnica (STAS 4273-83)	Probabilidad de Superación Anual	
	Condiciones de Operación	Condiciones especiales de explotación
I	0,1	0,01
II	1	0,1
III	2	0,5
IV	5	1*
V	10	3*

*Tabla 4. 3 Clase de importancia de la obra hidrotécnica según la Norma Rumana STAS 4068/1-82 (Popovici, 2010)*

\* Sobre la base de una justificación económica técnicamente justificada con la inversión, se puede prohibir la verificación en condiciones especiales de operación



## 5. MATERIALES Y MÉTODOS:

### 5.1 Área de estudio:

El proyecto está ubicado en la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay y comprende un tramo de 7 Kilómetros del río Tomebamba comprendido entre los puentes Balzain a la altura de la Quinta Balzain (UTMx 718314.7, UTM<sub>y</sub>: 9680357.8) hasta el puente del Vergel (UTMx: 723941.6, UTM<sub>y</sub>: 9678337.9) antes de la junta con el río Yanuncay. El tramo analizado posee una pendiente representativa de 1.6% con un ancho promedio de 20 m en el cauce y con anchos de borde irregulares de 1 a 10m. Al río se lo puede clasificar como un río de montaña, con trazado recto con un estado de transición hacia cauce meandrónico ya que presenta irregularidad en la forma del cauce.

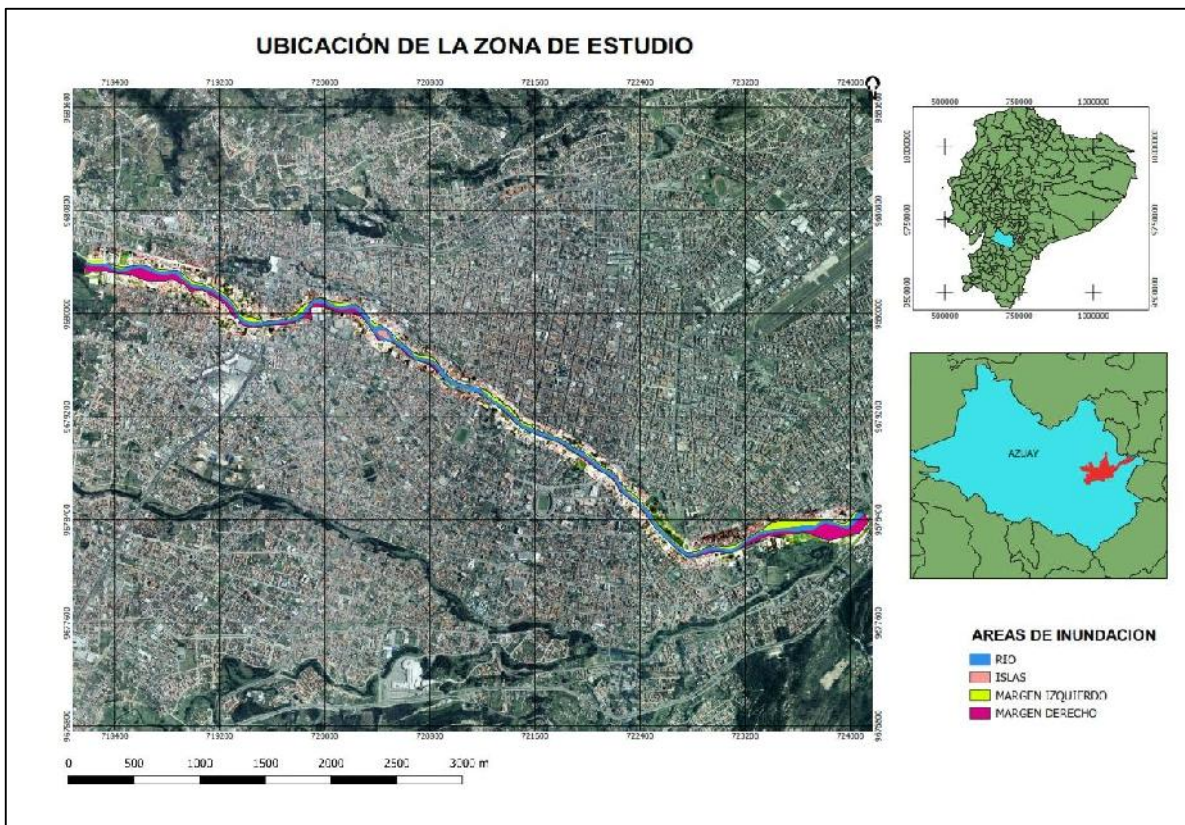


Fig.5. 1 Ubicación de la zona de estudio del tramo del río Tomebamba. Ortofoto de la franja hídrica trabajada con dron.





### 5.2 Estudios Hidrológicos:

Los estudios hidrológicos llevan a determinar el caudal de diseño que se requiere para dimensionar un puente. Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico (estimación de caudales) de (Chimborazo, 2019).

Lamentablemente no se cuenta con registros continuos de caudal, por lo que no se dispone de información directa para la estimación de caudales máximos a partir de métodos estadísticos, pero se cuenta con información instantánea de precipitaciones de las estaciones pluviométricas de Marianza, Matadero Sayausí y Chirimachay ubicadas en la entrada y salidas de la subcuenca del Tomebamba. Con esta información han sido obtenidos los hidrogramas de crecida presentados en el estudio de “Evaluación hidrológica e hidráulica del Río Tomebamba tramo Balzain-Monay mediante modelación matemática del flujo uni y bidimensional” realizado por José Chimborazo, el cual emplea el método empírico Soil Conservation Service (SCS), que permite la obtención de caudales de diferentes periodos de retorno a partir de la información de precipitaciones máximas y características de la cuenca de drenaje. Haciendo uso del modelo matemático hidrológico HEC-HMS basado en la respuesta de la cuenca hidrográfica ante un evento dado se tienen los resultados de los hidrogramas de salida o caudales pico. En este caso se considera que el flujo es no permanente por lo que no se modela solo un caudal pico constante sino hidrogramas para distintos periodos de retorno de 5 a 100 años. La extensión del área de drenaje de la cuenca también fue apreciada en la elección del modelo ya que este generalmente se aplica para áreas de drenaje mayores a 20 km<sup>2</sup> con lo que el método racional típicamente utilizado queda descartado para este estudio. A continuación, se presentan los resultados para posteriores análisis hidráulicos:

PERIODO DE RETORNO	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
Tr 5	99,7
Tr 10	139
Tr 25	193,6
Tr 50	243,2
Tr 100	289,4

Tabla 4.4 Caudales de diseño obtenidos con el programa HEC-HMS (Chimborazo, 2019)



### 5.3 Estudios Hidráulicos:

Los estudios hidráulicos se basan en el modelo unidimensional HECRAS realizado de forma conjunta con José Chimborazo aplicado al mismo tramo del río, pero enfocado principalmente en la zona de los puentes. El modelo permite determinar los calados de agua alcanzados en cada puente, así como las correspondientes velocidades para los caudales de crecida.

Para la aplicación del modelo es necesario primeramente establecer aspectos de tipo geométrico e hidráulico. Desde el punto de vista geométrico se requiere la topo batimetría de las secciones transversales incluyendo cauce principal y laderas y datos de la geometría de los puentes obtenidos del levantamiento topográfico. Dentro de los parámetros hidráulicos que influyen directamente en el comportamiento del flujo están: Numero de Manning, coeficientes de contracción y expansión, caudales de evaluación y condiciones de contorno.

#### 5.3.1 Topografía:

Se cuenta con batimetría realizada por el PROMAS en el año 2015 entre el Puente de Balzain y aguas abajo de la confluencia de los ríos Tomebamba y Yanuncay con secciones transversales espaciadas no más de 35m aproximadamente y puntos intermedios para definir en detalle la morfología del río. Se incluye también registros de la sección hidráulica de todos los puentes existentes en el tramo y todas las salidas de alcantarillado a lo largo del curso en estudio.

Para actualizar la información topográfica, se realiza un segundo levantamiento con estación total enfatizando el área en donde se ubican los puentes, tomando varias secciones 50 m aguas arriba y aguas abajo de cada estructura distanciadas cada 5 m aproximadamente incluyendo taludes e información de referencia a los puentes. Las numerosas secciones que se levantan aguas arriba y abajo de las estructuras son consideradas en especial para disminuir la influencia de las condiciones de frontera solicitadas en el HEC-RAS.

Con el uso de un dron se levanta información fotogramétrica de cada estructura con el objetivo de afinar detalles de su geometría y sección hidráulica. Se realiza además un barrido de la franja hídrica con el mismo equipo para minimizar errores y deformaciones y mejorar la precisión de la información requerida (nube de puntos) para una posterior generación del Modelo Digital del Terreno (MDT).

Como producto final del proceso topográfico se obtiene:

- Ortofoto total del tramo
- Modelo digital del terreno (MDT)
- Modelo digital de elevaciones con precisión de 0.05 m. (MDE)



- Nube de puntos densa de la franja hídrica y de las estructuras.

### 5.3.2 Estimación del coeficiente de Manning:

Los coeficientes de rugosidad han sido tomadas de las tablas de (Chow, 1994) para los bordes y la aplicación de la ecuación de Cowan para el cauce principal.



*Fig.5. 2 Fotografía del cauce y bordes del Rio Tomebamba en el sector de Balzain.  
Se evidencia la presencia de una amplia vegetación en ambos márgenes  
Y la irregularidad del material y forma en su cauce.*

Bordes: Para los bancos se ha considerado el valor normal de 0.06 para planicies de inundación con pocos matorrales y árboles, establecidos en la tabla 5.6 de Vente Chow y evidenciadas por inspección en campo y registros fotográficos.

Cauce: Aplicando la ecuación de Cowan y con el reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente  $n$  se tiene:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad 5-1$$



Consideraciones del canal		Valores	
Material considerado	Grava gruesa	n0	0,028
Grado de irregularidad	Liso	n1	0,000
Variaciones de la sección transversal del canal	Gradual	n2	0,000
Efecto relativo de obstrucciones	Despreciable	n3	0,000
Vegetación	Baja	n4	0,008
Cantidad de meandros	Menor	m5	1,000
<b>Coefficiente de rugosidad</b>	$n=(n0+n1+n2+n3+n4)m5$	<b>n</b>	<b>0,036</b>

Tabla 5.1 Determinación del coeficiente de rugosidad por el método de Cowan.  
Los valores se han definido según las características del cauce mediante observaciones en campo.

### 5.3.3 Coeficientes de expansión y contracción:

Son los coeficientes que definen la brusquedad en la transición entre dos perfiles consecutivos. Son utilizados en el modelo para determinar la pérdida de energía entre secciones adyacentes. Normalmente, para los puentes se usan los valores de 0.5 para la contracción y de 0.3 para la expansión.

### 5.3.4 Condiciones de contorno:

Las condiciones de borde son necesarias para establecer el comportamiento del agua en los extremos del tramo a ser modelado. Bajo la hipótesis de que el río tiene un régimen mixto (sub y supercrítico) las condiciones se determinan para aguas arriba y abajo. Como no se conocen los calados críticos ni los niveles de agua ni se cuenta con curvas de calibración actualizadas se opta por la condición de borde del calado normal. El dato a entrar en el modelo es la pendiente del tramo de influencia en tanto por uno entendiéndose. Según estas previsiones se utiliza en el modelo el valor de la pendiente de 0.016 con la que queda definido el comportamiento del modelo en sus dos límites.



Condicion de borde	Valor	Unidad	Consideración
Calado normal de flujo			Pendiente de fricción media =1,6 (Aguas arriba y abajo)
Tipo de flujo			Mixto
Régimen de flujo			Permanente
Perfiles (Caudales)	99,70	m3/s	Tr =5
	139,00	m3/s	Tr =10
	193,60	m3/s	Tr= 25
	243,20	m3/s	Tr =50
	289,40	m3/s	Tr =100

Tabla 5.2 Condiciones de borde consideradas durante el pre-proceso en el programa Hec-Ras

### 5.4 Ejecución del modelo Hec-Ras:

A partir del modelo digital del terreno se generaron secciones transversales espaciadas cada 10 metros y con una extensión media de 80 m a cada lado del eje del río. En total, 676 secciones transversales conformaron el modelo hidráulico final. Una vez definidas estas secciones se ingresaron los coeficientes de expansión, contracción y de Manning determinados en el apartado anterior junto con las condiciones de borde e iniciales para la simulación en flujo permanente. Al estar en presencia de un río con flujo mixto, se introdujeron las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo, para lo cual se supuso condiciones normales y la condición inicial corresponde al caudal pico constante obtenido para cada uno de los períodos de retorno modelados en Hec-HMS.

#### 5.4.1 Ingreso de puentes:

##### 5.4.1.1 Geometría de los puentes:

Introducimos la geometría de cada puente extraída del levantamiento topográfico con sus respectivas abscisas y datos relevantes como: distancia entre las secciones inmediatas aguas arriba y aguas abajo, longitud de calzada, ancho de tablero y ubicación de pilas y estribos.

En general las estructuras poseen un solo vano central y cada uno de los ocho puentes presenta dos terraplenes de acceso que mantienen una cota constante igual a la de la zona superior del tablero. Existen dos puentes (Escalinatas y Vergel) que se apoyan en pilas intermedias. Las características geométricas de las estructuras en planta y perfil se presentan en el apartado de anexos.



### Preparación de archivos.

Para la simulación se cuenta con el archivo de geometría generado con las secciones transversales donde se modifica la geometría para introducir el puente.

### Cálculo de las secciones.

Son 4 las secciones que se estudian teóricamente a lo largo de la zona de influencia de un puente y describen el efecto del estrechamiento del cauce

- Sección 4 en el punto aguas arriba donde comienza la contracción del flujo.
- Sección 3 justo aguas arriba del puente
- Sección 2 aguas abajo del puente
- Sección 1 en el punto aguas abajo donde finaliza la expansión del flujo.

### Secciones 2 y 3:

Para la sección 2 y 3 en cada puente se tienen las secciones levantadas exactamente debajo de las caras aguas arriba y abajo de las estructuras, es decir no se necesita ingresar distancias para las mismas en el programa, sin embargo, para que se refleje la geometría del cauce sin la afección del puente y permitan la contracción de la lámina a su paso se deja una distancia considerable para colocar las siguientes secciones aguas arriba y abajo.

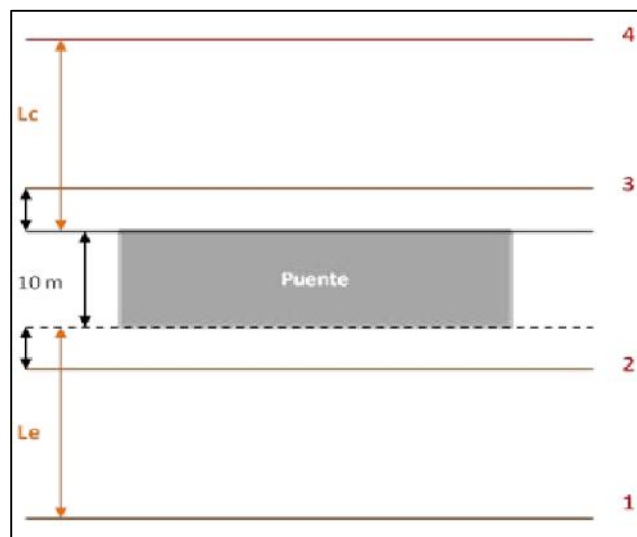


Fig.5. 3 Ubicación de secciones transversales influyentes en la zona de un puente



**Para la sección 4.**

Debido que se tienen secciones con separación de 10 m se debe ubicar la sección que esté ubicada a la distancia igual a la longitud de contracción para asignar a las incluidas en este tramo el coeficiente correspondiente.

La Longitud de contracción ( $L_c$ ) se calcula en función del Ratio de contracción ( $R_c$ ).

El ( $R_c$ ) se obtiene en base a la pendiente del cauce ( $S_0$ ) y la relación entre el valor de Manning en las riveras y el cauce ( $n_{ob}/n_c$ )

Pendiente de cauce ( $S_0$ ) : Se trata de la pendiente del cauce del tramo donde se ubica el puente, es decir entre las secciones de las caras aguas abajo y arriba de las estructuras. En el programa se despliega el perfil del cauce, se modifica la escala de visualización y mediante el gráfico se puede obtener la pendiente del cauce en metros y pasarla a pies millas.

$$S_0 \text{ (metros)} = \frac{2588.29 - 2587.939}{6724.09 - 6710.59} = 0.026$$

$$S_0 \text{ (pies/millas)} = 0.026 * 5280 = 137.28$$

Para la relación entre el coeficiente de Manning en los overbank y el channel ( $n_{ob}/n_c$ )

$$n_{ob}/n_c = \frac{0.06}{0.035} = 1.71$$

Podemos obtener el Ratio de contracción ( $R_c$ ) utilizando la siguiente tabla:

$S_0$ (pie/milla)	$n_{ob}/n_c = 1$	$n_{ob}/n_c = 2$	$n_{ob}/n_c = 4$
1	1.0 - 2.3	0.8 - 1.7	0.7 - 1.3
5	1.0 - 1.9	0.8 - 1.5	0.7 - 1.2
10	1.0 - 1.9	0.8 - 1.4	0.7 - 1.3

Tabla 5. 3 Valores del radio de contracción recomendados por el programa Hec-Ras

Para los valores obtenidos se tiene un rango de valores de 1.0 a 1.9 de manera que nos quedaremos con el valor promedio de 1.45.

Para la longitud de obstrucción se usará la medida de la longitud de los dos laterales del puente que suponen una obstrucción para el flujo del agua, esta medida se obtiene desde los datos levantados para cada puente, en el caso del puente en análisis



$$L_{obs} = \frac{2+2.4}{2} = 2.2 \text{ m} \quad 5-2$$

Se tiene la longitud de contracción ( $L_c$ ) viene dada por

$$L_c = RC * L_{obs} = 1.45 * 2.2 = 3.19 \text{ m} \quad 5-3$$

Esta longitud establece que la sección donde se produce la contracción debe ubicarse a 3.19 m aguas arriba de la estación aguas arriba de la estructura.

**Para la sección 1.**

Esta sección debe ubicarse a una distancia de la cara aguas abajo del puente igual a la longitud de expansión ( $L_e$ ) la cual se calcula en función del ratio de expansión. ( $Re$ )

Para la geometría del puente  $b/B$  se debe calcular como el cociente entre el ancho de la abertura del puente ( $b$ ) y el ancho total de la zona inundada ( $B$ ). A modo de ejemplo, para el puente Balzain se obtiene:

$$b/B = \frac{17}{19} = 0.89 \quad 5-4$$

Los valores de la pendiente del cauce ( $S_0$ ) y relación entre los coeficientes de Manning ( $n_{ob}/n_c$ ) fueron calculados anteriormente resultando valores de 137.28 y 1.71 respectivamente con los que se obtiene el ratio de expansión a partir de la tabla siguiente:

b/B	So (pie/milla)	nob/nc =1	nob/nc =2	nob/nc =4
0.1	1	1.4 - 3.6	1.3 - 3.0	1.2 - 2.1
	5	1.0 - 2.5	0.8 - 2.0	0.8 - 2.0
	10	1.0 - 2.2	0.8 - 2.0	0.8 - 2.0
0.25	1	1.6 - 3.0	1.4 - 2.5	1.2 - 2.0
	5	1.5 - 2.5	1.3 - 2.0	1.3 - 2.0
	10	1.5 - 2.0	1.3 - 2.0	1.3 - 2.0
0.5	1	1.4 - 2.6	1.3 - 1.9	1.2 - 1.4
	5	1.3 - 2.1	1.2 - 1.6	1.0 - 1.4
	10	1.3 - 2.0	1.2 - 1.5	1.0 - 1.4

Tabla 5. 4 Relación entre pendiente y valores de n de Manning

Para los valores obtenidos se tiene un rango de valores de 1.0 a 1.9 de manera que nos quedaremos con el valor promedio de 1.65.

La longitud de obstrucción se calculó en el paso anterior y es de 2.2

La longitud de expansión se tiene mediante





$$Le = Re * L_{obs} = 1.65 * 2.2 = 3.63 \text{ m} \quad 5-5$$

Por lo tanto, se debe agregar secciones transversales

Sección 4: A 3.19 metros de la carga aguas arriba del puente

Sección 1: A 3.63 metros de la cara aguas abajo del puente.

Debido a que se obtienen las secciones transversales desde un levantamiento topográfico se introducen los datos obtenidos a la geometría generada.

La tabla muestra los valores para todos los puentes en análisis.

Ubicación	So	So	nob/nc	Rc	Lobs	Lc	b/B	Re	Le
Puente	(metros)	(pie/millas)			(m)	(m)			(m)
P. Balzain	0.026	137	1.714	1.45	2.20	<b>3.2</b>	0.89	1.65	<b>3.6</b>
P. Cahzapata	0.025	132	1.714	1.45	2.85	<b>4.1</b>	0.82	1.65	<b>4.7</b>
P. Americas	0.026	137	1.714	1.45	1.50	<b>2.2</b>	0.85	1.65	<b>2.5</b>
P. Corazones	0.021	111	1.714	1.45	5.75	<b>8.3</b>	0.66	1.65	<b>9.5</b>
P. Vado	0.018	95	1.714	1.45	1.90	<b>2.8</b>	0.88	1.65	<b>3.1</b>
P. Centenario	0.027	143	1.714	1.45	3.30	<b>4.8</b>	0.74	1.65	<b>5.4</b>
P. Escalinatas	0.027	143	1.714	1.45	5.70	<b>8.3</b>	0.62	1.65	<b>9.4</b>
P. Vergel	0.021	111	1.714	1.45	5.75	<b>8.3</b>	0.63	1.65	<b>9.5</b>

Tabla 5. 5 Resumen de los valores de Longitud de contracción y expansión obtenidos para los 8 puentes.

### Introducción de la Geometría y sus coeficientes.

La geometría se ingresa a partir de lo estipulado en el manual del programa, el proceso no se indica aquí sin embargo se mencionan los puntos importantes que son de utilidad para el comportamiento de la estructura en el cálculo. Dentro de los parámetros de ingreso del tablero se introducen

**U. S. Embankment SS y D.S Embankment SS:** pendiente de los terraplenes de acceso que se indicara 1 para para la representación gráfica del puente, y para el cálculo hidráulico únicamente permite por el método WSPRO

**Max Submergence (Sumergencia Máxima):** se trata del cociente entre la altura del agua y la altura de la línea de Energía medida sobre la mínima elevación del vertedero. Si el cociente que establecemos aquí se excede HEC RAS asumirá que el tablero del puente actúa como vertedero y cambiará el modo de cálculo al método de energía (paso estándar). En nuestro cálculo se establece el valor de 0.98



**Min Weir Flow Elevation (Elevación mínima de flujo en vertedero).** Mediante este campo podemos determinar a partir de que cota el flujo actuara como vertedero sobre el puente. En esta opción se deja en blanco ya que el programa interpreta que es el punto de mínima cota de la cara superior del tablero o los caminos de acceso.

**Weir Crest Shape (forma del vertedero):** Esta selección determina la reducción del coeficiente del flujo del vertedero debido a sumergencia. Para las estructuras, se selecciona un vertedero de cresta ancha Broad Crested, el cual esta seleccionado por defecto.

Los estribos y tableros se ingresan en base a las geometrías propias de cada estructura sin novedad.

#### **5.4.1.2 Áreas inefectivas de flujo.**

El flujo inefectivo se utiliza para definir las áreas de la sección transversal donde el agua se acumula, pero no es efectivamente transportada. Por lo general en los puentes las áreas inefectivas se producen justo aguas arriba y aguas abajo donde se asiente la vía, fuera de la apertura del puente

##### **Áreas de flujo inefectivas por contracción (aguas arriba).**

En primer lugar, es necesario definir las áreas de flujo inefectivas formadas por la contracción de la lámina de agua, producidas justo aguas arriba del puente. Estas áreas inefectivas no serán permanentes ya que si la lámina de agua se eleva por encima del tablero, vuelven a comportarse como áreas efectivas.

##### **Áreas de flujo inefectivas por expansión (aguas abajo).**

Igual que ocurre en el caso de la contracción, en la sección situada justo aguas abajo del puente es necesario introducir las áreas inefectivas formadas por la expansión de la lámina de agua.

Para estimar inicialmente la ubicación de las áreas de flujo inefectivas se utilizará una geometría levantada que establece con exactitud la distancia de flujo inefectiva.

La siguiente tabla muestra las distancias de flujo inefectivo para cada lado de la estructura.



<i>Ubicacion</i>	<i>Area de flujo inefectiva</i>	<i>Area de flujo inefectiva</i>
<i>Puente</i>	Banca Derecha (m)	Banca Derecha (m)
P. Balzain	1.00	1.00
P. Cahzapata	2.10	1.60
P. Americas	1.25	1.25
P. Corazones	2.00	1.25
P. Vado	1.75	1.00
P. Centenario	2.25	1.75
P. Escalinatas	2.50	3.80
P. Vergel	0.80	2.25

Tabla 5. 6 Valores del área de flujo inefectiva para cada puente margen izquierdo y derecho

Se ubican las estaciones ingresando las abscisas correspondientes y la elevación de las áreas inefectivas de flujo deben ser iguales a la mínima elevación del tablero superior correspondiente.

En la representación gráfica, las áreas de flujo inefectivo aparecen como flechas verticales verdes.

### 5.4.1.3 Método de cálculo – Parámetros.

Se debe indicar que tipo de método de cálculo a emplear en la evaluación de flujo en el puente, se puede elegir más de un método para que se utilice en el análisis.

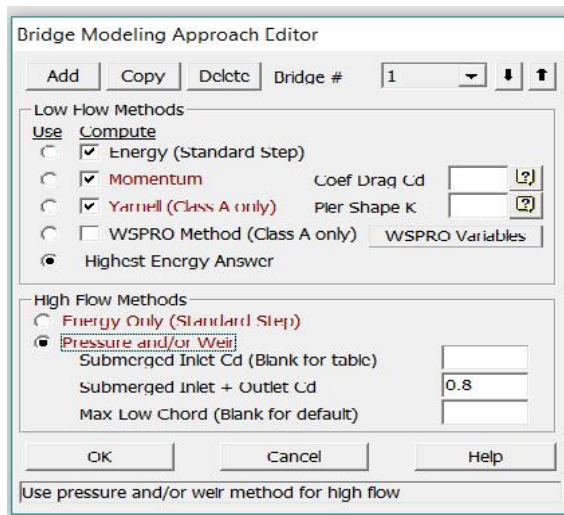


Fig.5. 4 Métodos de cálculo que ofrece el programa Hec-Ras para evaluar el funcionamiento del puente según el tipo de flujo identificado.



### Método para Flujos bajos (Low Flow Methods)

En la Ventana de Bridge Modeling Approach se observa que si se elige el método de cantidad de movimiento se debe indicar el coeficiente de arrastre, en el caso de seleccionar el método de Yarnell se debe especificar el coeficiente K correspondiente, si se usa el método de WSPRO se introduce una serie de parámetros complementarios.

Alternativamente se puede seleccionar el cálculo de varios o de todos los métodos y luego hacer que el programa use el método con mayores pérdidas de energía para la solución final.

Para este estudio seleccionamos el método de la energía, de la cantidad de movimiento y el método de Yarnell.

Por lo tanto, para los puentes que poseen pilas en el área de flujo que son los puentes de Escalinatas y EL Vergel se consideran pilas elípticas con relación largo ancho de 2:1 para el de Escalinatas, mientras que para el puente de El Vergel se consideran pilas de frente rectangulares.

El coeficiente k para la ecuación empírica de Yarnell se define con las siguientes consideraciones: para el puente de las Escalinatas se usará el valor para frente y terminación semicircular mientras que para el puente del Vergel se usa el valor para pilas de forma rectangular.

Los valores se muestran en la tabla siguiente.

<i>Ubicacion</i>	Coef. Arrastre	K ec
<i>Puente</i>	Metodo Momentum	Metodo Yarnell
P. Escalinatas	0.60	0.90
P. Vergel	2.00	1.25

*Tabla 5. 7 Valores de los coeficientes K y de arrastre para los diferentes métodos presentados por el programa*

Se activa la casilla en donde queremos que como solución final se tengan mayores pérdidas de energía.

### Método para flujos altos:

Se tiene que especificar el método de cálculo para flujo sobre puente.

**Energy Only (Standard Step):** Este método contempla el flujo como un flujo de canal abierto y considera al puente como una obstrucción al flujo. La mayoría de puentes durante los flujos altos pueden actuar principalmente como una obstrucción al flujo por lo que puede ser aplicable el método de la energía.



**Pressure and/or Weir (flujo a presión y/o vertedero):** para el flujo a presión se consideran dos situaciones diferentes y una adicional.

**Submerged Inlet Cd (Blank for Table):** solamente el lado aguas arriba del tablero del puente esta en contacto con el agua. En este caso el coeficiente Cd se deja en Blanco.

**Submerged Inlet + Outlet Cd:** cuando la contracción del puente está fluyendo completamente llena. En esta situación los valores recomendados para el coeficiente de descarga oscilan entre 0.7 y 0.9 El programa toma por defecto un valor de 0.8 que es el recomendado para un puente entre dos y cuatro vanos.

**Max Low Chord (Blank for Default):** opcionalmente se puede asignar la máxima elevación de la parte inferior del tablero que será utilizada como la elevación a la que el flujo a presión comenzará a ser calculado. Si se deja en blanco el programa utilizara el valor máximo de la cota inferior del tablero para que comience el flujo a presión

Par nuestro caso se usará el flujo a presión/vertedero con el Cd de 0.8 que establece el Programa por defecto.

Una vez fijados los parámetros el archivo de geometría queda completo para simular el puente.

### 5.5 Determinación de Curvas de descarga teóricas:

Hidráulicamente un río es un canal, aunque su comportamiento en la realidad es bastante diferente. Puesto que las limitaciones son varias, para el estudio hidráulico fluvial es necesario utilizar ecuaciones que se usan en canales abiertos como la de Manning y Chezy las cuales asumen flujo uniforme y permanente y que corresponden a simplificaciones y esquematizaciones del flujo real, por lo que es bastante complejo.

Por tanto, para el cálculo de la capacidad hidráulica de las secciones que se encuentran controladas debido a la ubicación de los puentes se supone: el movimiento permanente y uniforme de un fluido cuyo peso específico es  $\gamma$ , un tirante  $y$ , un radio hidráulico  $R$ , una pendiente  $S$  y un coeficiente  $C$  de Chezy o un coeficiente de rugosidad  $n$  de Manning.

Partiendo del supuesto y en base a la ecuación de la continuidad el caudal uniforme  $Q$  se expresa de la manera:

$$Q = K\sqrt{S} \quad 5-6$$

Donde  $K$  es la conductividad hidráulica de la sección del canal que al usar la ecuación de Manning queda definido como:

$$K = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} \quad 5-7$$



Pudiendo ser utilizada ya que la geometría del área mojada del canal y el coeficiente de rugosidad están determinados a partir de los levantamientos geométricos de cada estructura y la topo batimetría del cauce.

De igual manera se puede expresar al caudal como el producto del factor hidráulico ( $FH$ ) por el factor geométrico ( $FG$ ) con la siguiente expresión:

$$Q = FH * FG \quad 5-8$$

Donde:

$$FG = AR^{2/3} \quad 5-9$$

$$FH = \frac{1.49*\sqrt{S}}{n} \quad 5-10$$

para las unidades en el sistema internacional.

Para la obtención de las curvas en cada sección se establece rangos de capacidad hidráulica. Para el primer valor límite se supone que la forma del lecho no cambiará con el incremento de caudal, así como tampoco por efectos de socavación, además se desprecia el valor libre del gálibo asumiendo que la sección trabaja a sección llena. Con esto se llega a determinar el valor máximo de la capacidad hidráulica de la sección definida por su estructura y que definirá las condiciones hidráulicas de flujo en la ubicación de cada puente

El segundo valor límite se establece como el valor mínimo de los estudios hidrológicos realizados por (Chimborazo, 2019) es decir el caudal originado por el flujo base que recorre el cauce principal en época de verano que oscila entre 9 y 10 m<sup>3</sup>/s

Debido a que la rugosidad a lo largo del perímetro mojado es diferente en el lecho y en las paredes o riberas donde se asienta la estructura es necesario obtener un valor diferente de rugosidad. En consecuencia, debido a que la sección será sometida a la aplicación de caudales de creciente donde se origina canales laterales que son más rugosos que el canal principal y evidenciando que la velocidad media de flujo no es la misma a través de la sección transversal se aplica la ecuación de Manning por separado en cada subsección para determinar sus caudales y siendo su sumatoria el caudal total que atraviesa para el supuesto.

Finalmente, con la variación del valor de la altura de la lámina de agua y condiciones geométricas propias de la sección, se calcula el Área Mojada(A), el Perímetro mojado (P), factor geométrico (FG) y el factor hidráulico (FH) definiendo el valor de la conductividad hidráulica (K), el caudal (Q) y finalmente la capacidad hidráulica de la sección donde se tiene la estructura.



Inicialmente se realiza la construcción de las curvas de descarga para cada uno de los puentes usando el método teórico descrito anteriormente, luego, con los resultados de la modelación en el Programa HEC RAS se gráfica y ajusta el par caudal altura de lámina de agua sobre un mismo gráfico. Posterior a esto se realiza la comparación entre ambos resultados.

### 5.6 Determinación de Curvas de descarga en base a los aforos:

En base a los datos obtenidos en campo, se procedió a rellenar la tabla de aforos de donde se obtendrán las gráficas de curvas de descarga para cada puente. El procedimiento en general para el cálculo de caudales con sensor de molinete se realiza con la técnica área – velocidad explicada a continuación:

Para cada vertical se calculó la velocidad media dependiendo del número de puntos tomados a cada profundidad. Con esto se determinó la velocidad media de cada tramo como el promedio de dos velocidades medias, entre dos verticales consecutivas, es decir:

$$V = \frac{v1+v2}{2} \quad 5-11$$

Luego se realizó el cálculo de las áreas entre dos verticales consecutivas con el uso de la fórmula del trapecio:

$$A = \frac{h_0+h_1}{2} * L \quad 5-12$$

A continuación, se determinó el caudal que pasa por cada tramo utilizando la ecuación de continuidad, multiplicando la velocidad promedio del tramo por el área del tramo:

$$Q_1 = v1 * A1 \quad 5-13$$

Se calcula el caudal total que pasa por la sección, sumando los caudales de cada tramo, es decir:

$$Q = \sum Qi \quad 5-14$$

Finalmente se grafican las curvas de descarga Caudal (m<sup>3</sup>/s) vs. Carga (m), las mismas que servirán en el post-proceso de calibración del modelo Hec-Ras. Los esquemas de las gráficas se presentan en el apartado de anexos.



## 6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN:

El estudio de los puentes sobre el río Tomebamba se realiza en el tramo comprendido desde Balzain hasta Monay hasta antes de la junta con el río Yanuncay donde se ubican un total de 11 puentes siendo únicamente 8 los puentes analizados.

### 6.1 Resultados del estudio topográfico

Los resultados obtenidos en la parte topográfica tales como ortofoto, modelo digital de terreno, planos de las estructuras se muestran en la parte de anexos al final de este documento.

### 6.2 Clase de importancia de los puentes

Dentro de los resultados del estudio hidráulico se establece la clase de importancia de cada puente según los parámetros contemplados en la normativa rumana STAS que asigna categorías dependiendo de su ruta de transporte, vida útil y funcionalidad.

De acuerdo a esta clasificación se tiene el porcentaje o probabilidad anual de excedencia de los caudales máximos que debe ser considerado al resultante del estudio hidrológico y usado para dimensionar y verificar que la estructura ofrezca condiciones adecuadas a su paso. La tabla siguiente resume la clase de importancia de cada puente con su respectivo periodo de retorno

Puente	Categoría de Construcción Hidrotécnica	Vida útil	Funcionalidad	Clase de importancia de construcción	Probabilidad de superación anual(%)	Periodo de Retorno años
Balzain	4	DEFINITIVO	PRINCIPAL	IV	5	20
Cazhapata	4	DEFINITIVO	SECUNDARIO	IV	5	20
Américas	3	DEFINITIVO	PRINCIPAL	III	2	50
Corazones	4	DEFINITIVO	PRINCIPAL	IV	5	20
Vado	4	DEFINITIVO	PRINCIPAL	IV	5	20
Centenario	4	DEFINITIVO	PRINCIPAL	IV	5	20
Escalinatas	4**	DEFINITIVO	SECUNDARIO	IV	5	20
Vergel	4	DEFINITIVO	PRINCIPAL	IV	5	20

Tabla 6. 1 Clase de importancia de los puentes y su respectivo periodo de diseño.

Dos de los ocho puentes han sido considerados según su funcionalidad como secundarios debido a que ante una destrucción parcial de la infraestructura no se perdería conexión de origen destino a los sectores que conecta el puente.

Los seis puentes sobrantes se consideraron de gran importancia para conectar los diferentes sectores de la ciudad ya que por ellos transita un amplio flujo vehicular.

El puente de las Américas presenta mayor categoría de construcción pues actualmente cruza el servicio tranviario. Este valor considera que un periodo de retorno de diseño de 50 años se debe utilizar para tal diseño y verificación.





Para que todos los demás puentes cumplan con su papel funcional vial deberán ser diseñados a partir de un periodo de retorno no menor a 20 años y sus resguardos a fin de garantizar la seguridad del usuario y sin afecciones al sistema vial.

Por lo tanto, resulta conveniente considerar periodo de retorno de 50 años y hacer chequeos para ver lo que ocurriría eventos con magnitud de periodo de retorno de 100 años, o mayores en caso de que el puente pueda ser sobrepasado por el agua.

Los siguientes estudios muestran el comportamiento ante estos eventos.

### **6.3 Resultados del estudio hidráulico.**

#### **6.3.1 Modelo Hec- Ras e Iber**

Se realizó la modelación de cada uno de los caudales correspondientes a los periodos de retorno resultantes del estudio hidrológico mediante régimen mixto, tanto subcrítico como supercrítico para el programa Hec-Ras. La tabla de resumen que detallan las principales características en las secciones donde están ubicados los puentes se presentan para cada uno de ellos con su respectivo análisis. Una vez realizada la simulación se revisa el comportamiento de cada una de las estructuras ante cada parámetro. Además se muestra los resultados y el análisis de la aplicación del Modelo Bidimensional IBER para un período de retorno de 100 años.

#### **6.3.2 Nivel de agua en el sitio del puente para los caudales de diseño.**

Es importante mencionar que no existen estructuras de control tanto aguas abajo como aguas arriba en toda la extensión de la zona de estudio que permitan definir el caudal o nivel medio, como consecuencia se manejó un tipo de flujo uniforme y permanente.



**Puente Balzain.**

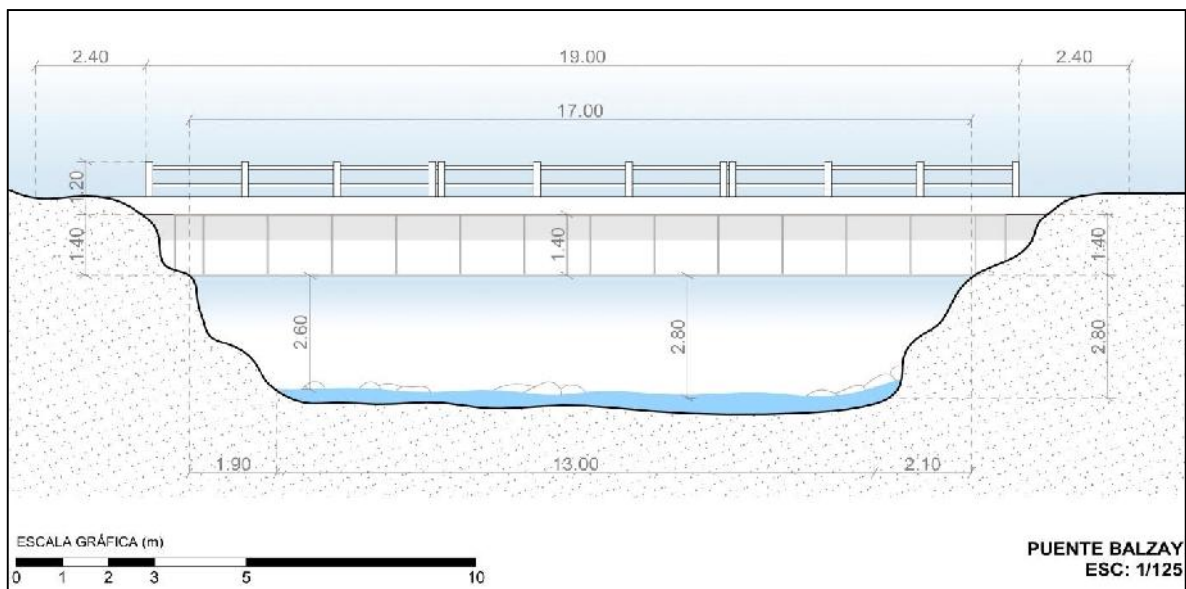


Fig.6. 1 Geometría del Puente Balzain

La estructura en viga se encuentra emplazada en una sección transversal cuyo ancho superficial es de 19 metros, vigas con peralte de 1.4 metros y como distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura 3.04 metros, ésta condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Puente	Dist. Fondo Nivel del agua	Dist. Fondo- Nivel mas bajo del puente	Dist. Fondo- Nivel mas alto del puente	TR	Estación	Elev. Línea Energía	Cota de Agua	Cota Baja	Cota Alta	Método de cálculo	Q. Total	Q. Total del Puente	Q. de Vertedero	Area de flujo	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
	(m)	(m)	(m)	años		(m)	(m)	(m)	(m)		(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )		
Balzain	2,11	3,04	4,58	5		2591,14	2590,41	2591,34	2592,88	Energy only	99,70	99,70		44,51		Libre
	3,70	3,04	4,58	10		2592,39	2592,00	2591,34	2592,88	Press Only	139,00	139,00		44,51	0,46	Compuerta
	4,43	3,04	4,58	25	6727	2593,24	2592,73	2591,34	2592,88	Press/Weir	193,60	173,58	20,02	44,51	0,50	Orificio
	3,81	3,04	4,58	50		2593,24	2592,11	2591,34	2592,88	Press/Weir	243,20	209,97	33,23	44,51		Orificio
	5,54	3,04	4,58	100		2593,92	2593,84	2591,34	2592,88	Energy only	289,40	42,67		44,51		Vertedero

Tabla 6. 2 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente Balzain para los caudales de diseño de 1 a 100 años

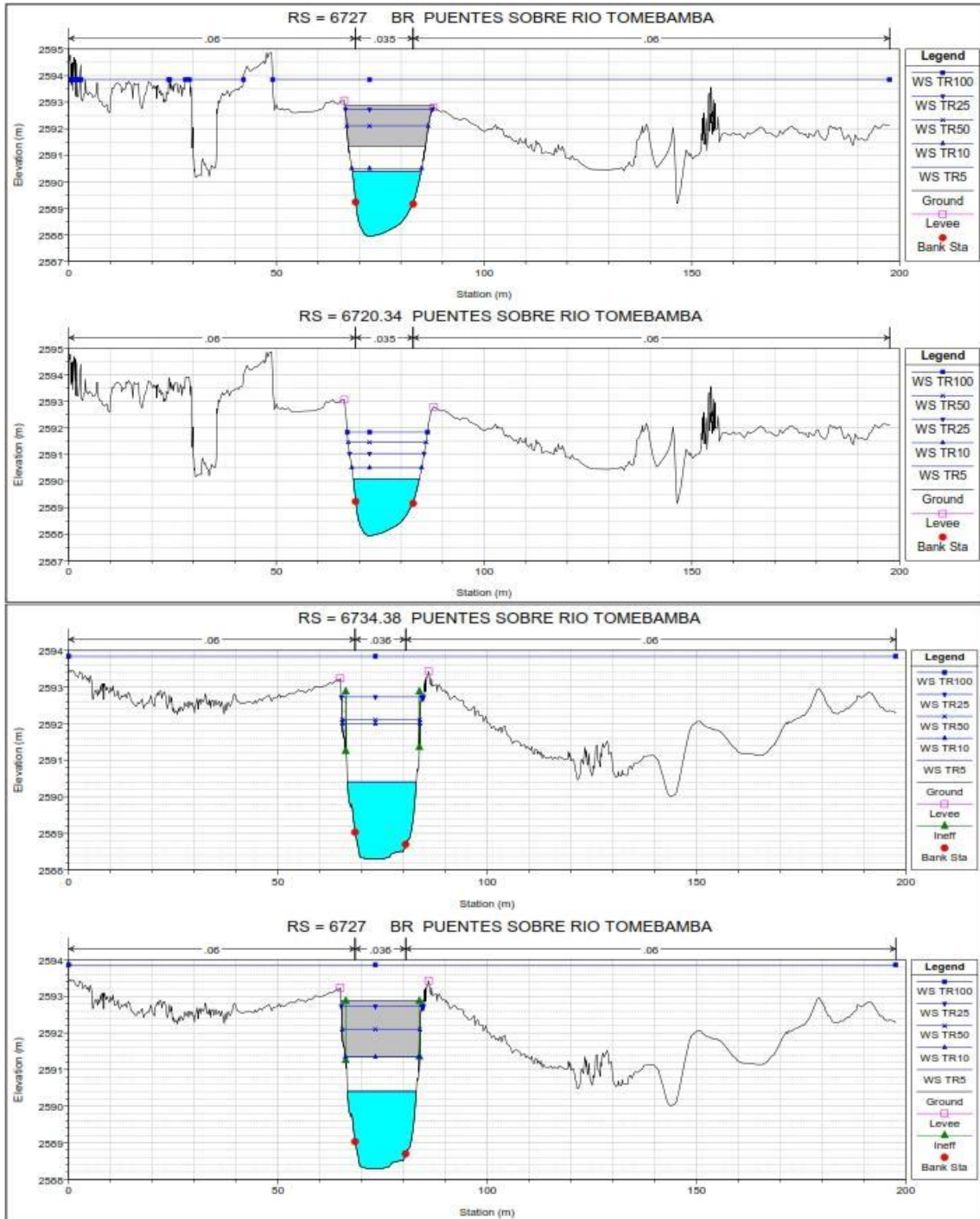


Fig.6. 2 Sección del puente Balzain existente sobre el Río Tomebamba. Se muestran los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de periodo de retorno aguas arriba y abajo del puente.



- A. Los resultados de la modelación muestran que existe una variación del nivel de lámina de agua para los periodos de retorno de 5 y 100 años entre 2.11 y 5.54 metros respectivamente medidos desde el fondo del cauce.
- B. Para un evento de periodo de retorno de 5 años la distancia de resguardo hasta el nivel más bajo de la estructura es menor a 1 metro.
- C. Para un evento de periodo de retorno de 10 años el nivel de superficie de agua toca la parte inferior de la estructura y el puente empieza a trabajar únicamente a presión y simula un comportamiento de compuerta hidráulica con un coeficiente de 0.46 obtenido del programa.
- D. Para un evento con periodo de retorno de 25 años el nivel de agua es superior al nivel de agua para un periodo de retorno de 50 años pero menor a la elevación máxima de la estructura. Este fenómeno de sobreelevación de nivel de agua se produce debido a que el cauce aguas arriba no pierde la capacidad de transporte y la estructura funciona a presión como compuerta generando un remanso adicional a la sección. Este comportamiento se verifica en la sección inmediata aguas debajo del puente donde el nivel de agua correspondiente al evento de 50 años es mayor al de 25 años.
- E. Con los niveles de agua ubicados según la descripción anterior el cauce principal no tiene capacidad de transporte y se produce desbordamiento disminuyendo el nivel de agua y aumentando el área de inundación.
- F. Para un evento de magnitud igual al periodo de retorno de 100 años la estructura del puente empieza a trabajar como vertedero de carga libre al causar una sobreelevación de 0.95 metros y aumentando el área de inundación hacia las calles de acceso al puente y viviendas aledañas.
- G. El valor de resguardo de bordes establecido según la norma NEVI es de 1 metro lo cual se cumple únicamente para el evento de magnitud correspondiente a los 5 años.
- H. El puente pierde totalmente la capacidad hidráulica cuando se alcanzan valores de caudal superiores a 185 metros cúbicos
- I. Los resultados se asemejan a los producidos por la creciente de caudal de 175 metros cúbicos registrado en el mes de octubre del año 2014 donde se evidencia que el nivel de agua alcanza a rozar la parte inferior de la estructura y se producen zonas de inundación.
- J. El área de flujo máximo por el cual la sección puede transitar es de 44.51 metros cuadrados.



Puente Cahzapata

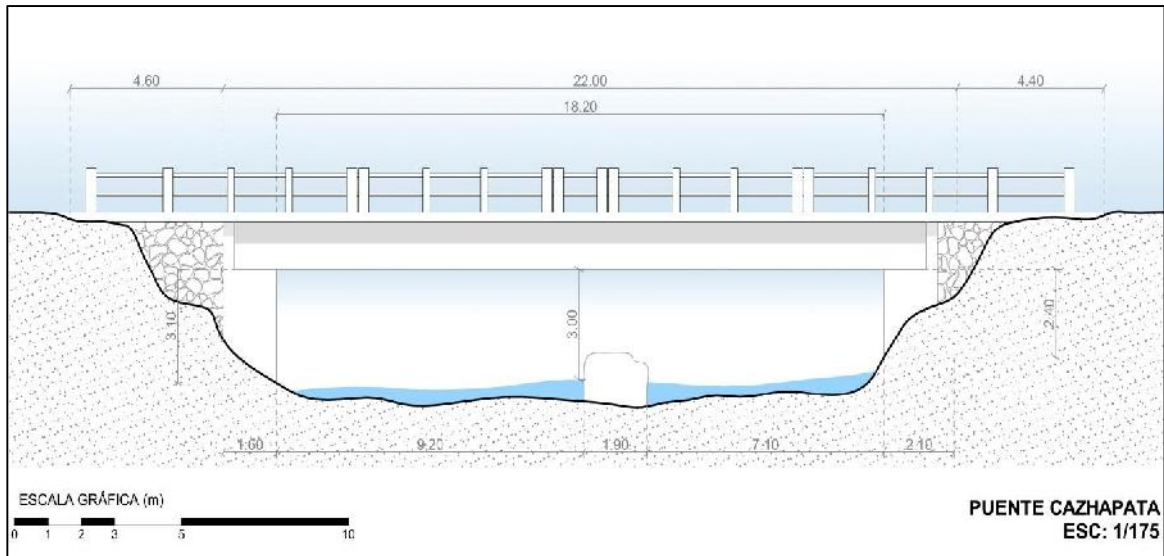


Fig. 6. 3 Geometría del Puente Cahzapata

La estructura en viga se encuentra emplazada en una sección transversal cuyo ancho superficial de 22 metros, vigas con peralte de 1.5 metros y como distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura 4.02 metros, ésta condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Puente	Dist. Fondo Nivel del agua	Dist. Fondo- Nivel mas bajo del puente	Dist. Fondo- Nivel mas alto del puente	TR	Estación	Elev. Línea Energía	Cota de Agua	Cota Baja	Cota Alta	Método de cálculo	Q. Total	Q. Total del Puente	Q. de Vertedero	Area de flujo	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
	(m)	(m)	(m)	años		(m)	(m)	(m)	(m)		(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )		
Cahzapata	2,56	4,02	5,54	5		2576,20	2575,86	2577,32	2578,84	Energy only	99,70	99,70		74,34		Libre
	3,04	4,02	5,54	10		2576,77	2576,34	2577,32	2578,84	Energy only	139,00	139,00		74,34		Libre
	4,37	4,02	5,54	25	5896	2578,00	2577,67	2577,32	2578,84	Press Only	193,60	193,60		74,34	0,38	Compuerta
	4,64	4,02	5,54	50		2578,39	2577,94	2577,32	2578,84	Press Only	243,20	243,20		74,34	0,44	Compuerta
	5,12	4,02	5,54	100		2578,91	2578,42	2577,32	2578,84	Press/Weir	289,40	288,67	0,73	74,34	0,48	Orificio

Tabla 6. 3 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente Cahzapata para los caudales de diseño de 1 a 100 años

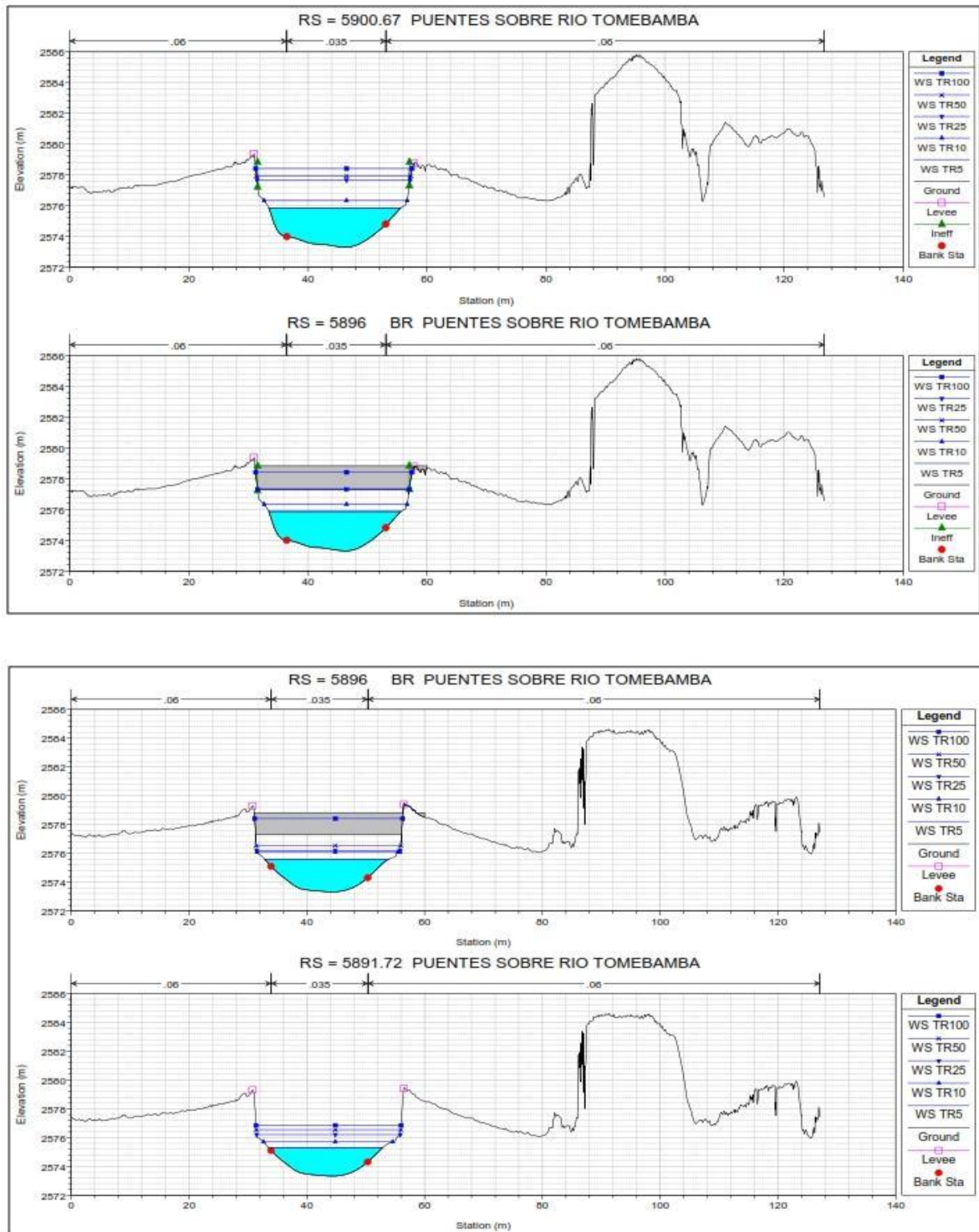


Fig.6. 4 Sección del puente Cahzapata existente sobre el Río Tomebamba. Se muestran los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de período de retorno



- A. Se muestra una variación de nivel de lámina de agua para los eventos de periodo de retorno de 5 y 100 años entre 2.56 a 5.12 metros respectivamente medidos desde el fondo.
- B. Para los eventos de periodo de retorno de 5 y 10 años la estructura presenta un funcionamiento a flujo libre con un valor mínimo de resguardo de 0.98 metros correspondiente al periodo de retorno de 10 años.
- C. Para los eventos correspondientes a un periodo de retorno de 25 y 50 años la estructura presenta un comportamiento igual a una compuerta con coeficientes de descarga entre 0.38 y 0.44
- D. Para un evento con periodo de retorno la estructura funciona a presión con el método de oficio, esto se evidencia debido a que el nivel de agua en la cara aguas abajo del puente es mayor al nivel mínimo de la estructura y menor al nivel máximo de la estructura.
- E. El paso de un evento de magnitud de 5 años presenta un borde de seguridad de 1.50 metros, de 0.98 metros para el periodo de retorno de 10 años y es nulo para los eventos mayores.
- F. El remanso producido por el trabajo como orificio de la estructura provoca elevaciones de nivel de lámina de agua y se produce desbordamiento considerable en el tramo entre los puentes de Balzain y Cahapata, corroborando lo sucedido en los desbordamientos de octubre de 2014.
- G. El área de flujo máximo por el cual la sección puede transitar es de 74.34 metros cuadrados



Puente de las Américas (Feria Libre)

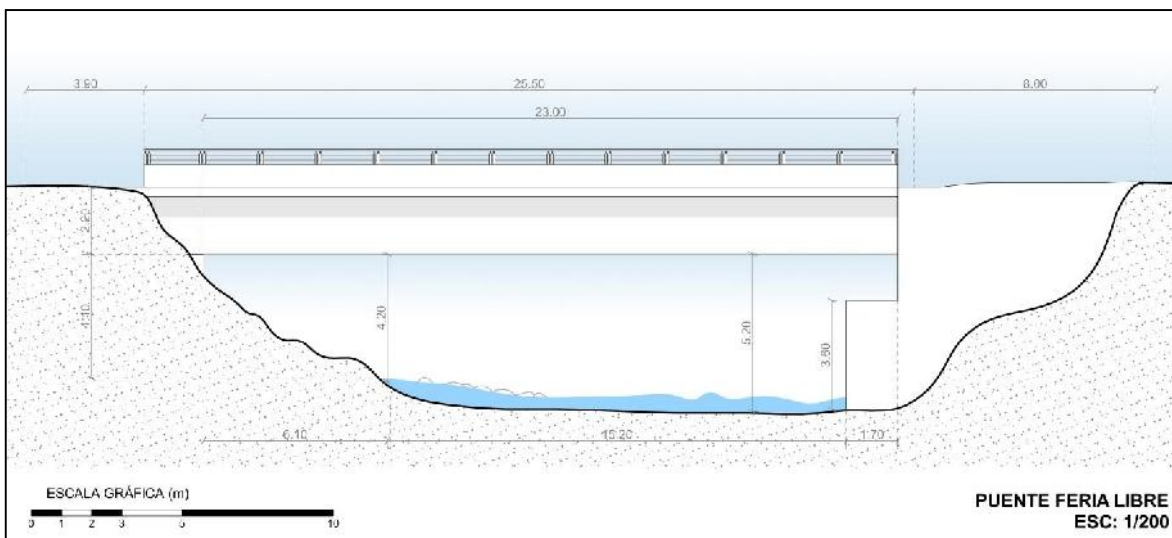


Fig.6. 5 Geometría Puente de las Américas (Feria Libre)

La estructura en viga se encuentra emplazada en una sección transversal cuyo ancho superficial es de 25,5 m., vigas con peralte de 2.2 metros y como distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura 5.84 metros, ésta condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales, cabe mencionar que al cambio de infraestructura debido al sistema tranviario las vigas actuales se apoyaron a una elevación mayor a la dispuesta anteriormente. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Dist. Fondo-Nivel mas bajo del puente (m)	Dist. Fondo-Nivel mas alto del puente (m)	TR años	Estación	Elev. Línea Energía (m)	Cota de Agua (m)	Cota Baja (m)	Cota Alta (m)	Método de cálculo	Q. Total (m3/s)	Q. Total del Puente (m3/s)	Q. de Vertedero (m3/s)	Area de flujo (m2)	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
5,84	7,88	5		2566,20	2565,46	2569,28	2571,32	Energy only	99,70	99,70		108,86		Libre
5,84	7,88	10		2566,80	2565,95	2569,28	2571,32	Energy only	139,00	139,00		108,86		Libre
5,84	7,88	25	5311	2567,51	2566,33	2569,28	2571,32	Energy only	193,60	193,60		108,86		Libre
5,84	7,88	50		2568,09	2566,74	2569,28	2571,32	Energy only	243,20	243,20		108,86		Libre
5,84	7,88	100		2568,59	2567,10	2569,28	2571,32	Energy only	289,40	289,40		108,86		Libre

Tabla 6. 4 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente de las Américas para los caudales de diseño de 1 a 100 años



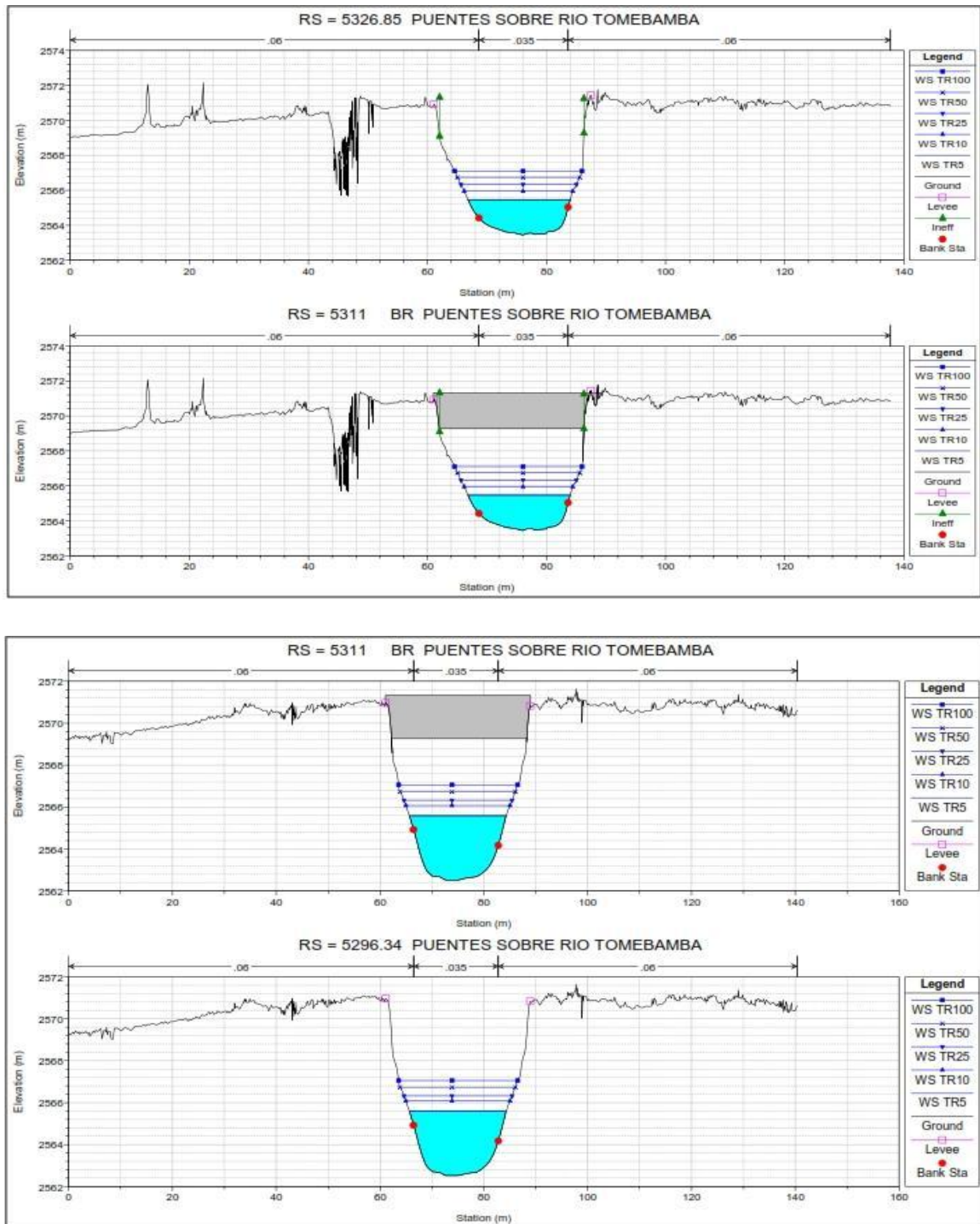


Fig.6. 6 Sección del puente de las Américas existente sobre el Río Tomebamba. Se muestran los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de período de retorno



- A. El modelo muestra una variación en el nivel de lámina de agua para los periodos de retorno de 5 y 100 años entre 2 y 3.66 metros respectivamente medidos desde el fondo
- B. La estructura presenta condiciones de transporte a flujo libre para el paso de todos los caudales correspondientes a los periodos de retorno analizados siendo el mínimo valor de resguardo 2.18 metros para el periodo de retorno de 100 años, cumpliendo lo establecido por la normativa nacional.
- C. Este puente presenta procesos importantes de acumulación de sedimentos en el margen izquierdo siguiendo la dirección de flujo lo cual provoca una obstrucción considerable esto se evidenció al momento de realizar los levantamientos batimétricos.
- D. El área de flujo máximo por el cual la sección puede transitar es de 108.86 metros cuadrados



Puente Corazones

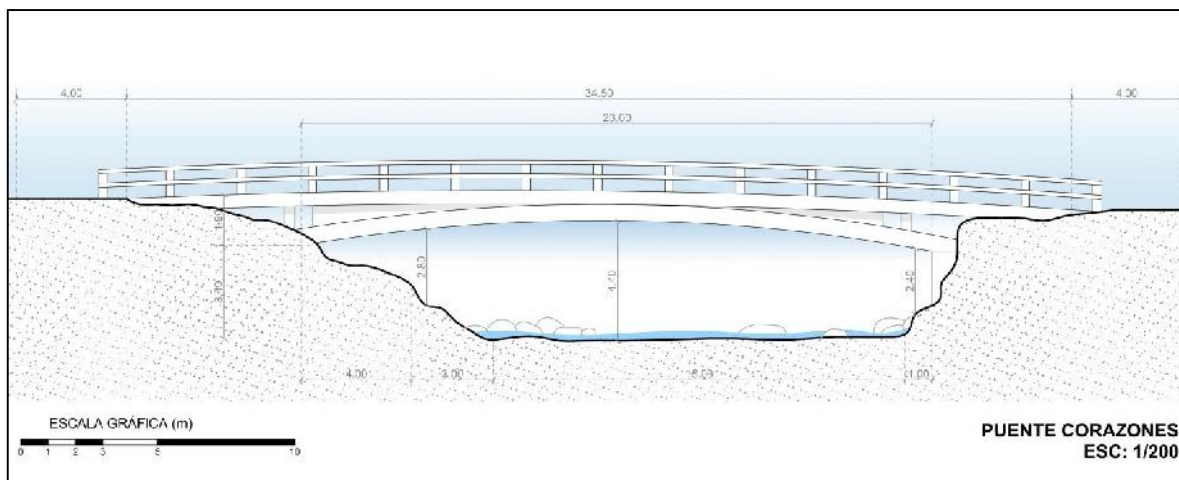


Fig.6. 7 Geometría Puente de los Corazones

La estructura en arco presenta una característica particular frente a las demás estructura ya que la misma se encuentra emplazada con las vigas de soporte ocupando una área de obstrucción considerable y se encuentra en una sección transversal con ancho superficial de 35.5 metros y diferencia de 11 metros con la sección de transporte de flujo , las vigas con peralte de 1.20 metros, un radio de arco de 39 metros y como distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura 3.79 metros, ésta condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Puente	Dist. Fondo Nivel del agua	Dist. Fondo- Nivel mas bajo del puente	Dist. Fondo- Nivel mas alto del puente	TR años	Estación	Elev. Línea Energía (m)	Cota de Agua (m)	Cota Baja (m)	Cota Alta (m)	Método de cálculo	Q. Total (m3/s)	Q. Total del Puente (m3/s)	Q. de Vertedero (m3/s)	Area de flujo (m2)	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
Corazones	1,07	3,79	4,54	5		2543,29	2541,81	2544,53	2545,28	Energy only	99,70	99,70		71,38		Libre
	1,34	3,79	4,54	10		2543,82	2542,08	2544,53	2545,28	Energy only	139,00	139,00		71,38		Libre
	1,67	3,79	4,54	25	4038	2544,45	2542,41	2544,53	2545,28	Energy only	193,60	193,60		71,38		Libre
	4,43	3,79	4,54	50		2545,54	2545,17	2544,53	2545,28	Press/Weir	243,20	228,49	14,71	71,38	0,44	Orificio
	4,60	3,79	4,54	100		2545,77	2545,34	2544,53	2545,28	Press/Weir	289,40	248,94	40,46	71,38	0,46	Orificio

Tabla 6. 5 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente de los Corazones para los caudales de diseño de 1 a 100 años

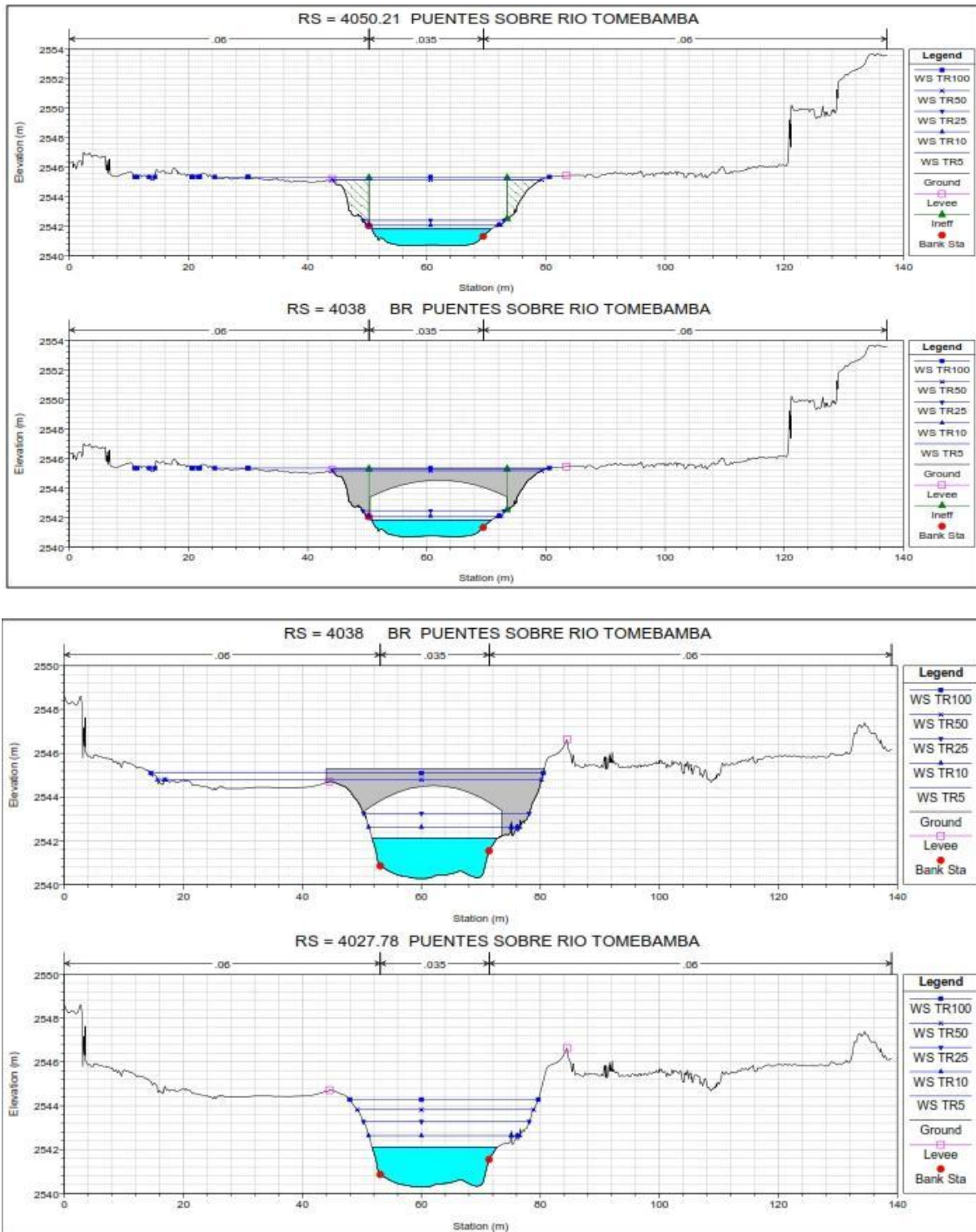


Fig. 6. 8 Sección del puente de los Corazones existente sobre el Río Tomebamba. Se muestran los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de periodo de retorno



- A. El modelo muestra la variación en el nivel de lámina de agua para los periodos de retorno de 5 y 100 años entre 1.04 y 4.6 metros respectivamente medidos desde el fondo del cauce.
- B. El caudal transportado circula a flujo libre para los periodos de retorno correspondientes a un evento de hasta 25 años es decir 193.6 metros cúbicos con un resguardo mínimo de 2.10 metros en el medio del cauce y con una distancia de 1.6 metros en las orillas, debido al arco.
- C. Para un evento de periodo de retorno de 50 años el nivel máximo de agua presenta una sobreelevación hasta 4.43 con una diferencia de 11 centímetros hasta el nivel máximo de la estructura que tiene 4.54 metros medidos desde el fondo del cauce, esta sobreelevación causada por la obstrucción produce que la estructura funcione a presión a modo de orificio con un coeficiente de 0.44
- D. Para un evento de periodo de retorno de 100 años el nivel máximo de agua se mantiene a una distancia de 0.6 centímetros sobre el nivel más alto de la estructura produciendo que la estructura trabaje como compuerta a modo de orificio a pesar de que se espera que la estructura trabaje en modo vertedero de carga libre lo cual no se produce ya que se forma un remanso y el río primero se desborda aguas arriba.
- E. El área de flujo máximo por el cual la sección puede transitar es de 71.38 metros cuadrados.



Puente El Vado.

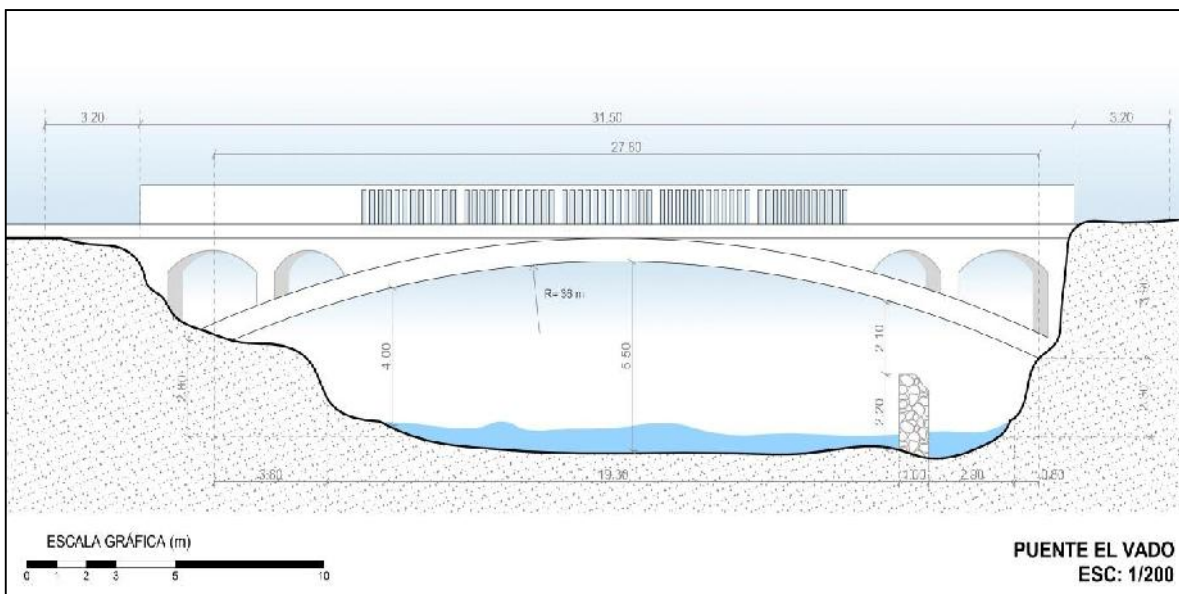


Fig.6. 9 Geometría del Puente del Vado

La estructura en arco se encuentra en una sección transversal con ancho superficial de 32 metros, se evidencia una amplia capacidad de transporte de flujo, restos de cimientos con altura de 2.2 metros del puente anterior al destruido, un radio de arco de 36 metros y como distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura 5.1 metros, ésta condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Puente	Dist. Fondo-Nivel del agua	Dist. Fondo-Nivel mas bajo del puente	Dist. Fondo-Nivel mas alto del puente	TR	Estación	Elev. Línea Energía	Cota de Agua	Cota Baja	Cota Alta	Método de cálculo	Q. Total	Q. Total del Puente	Q. de Vertedero	Area de flujo	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
	(m)	(m)	(m)	años		(m)	(m)	(m)	(m)		(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )		
Vado	1,85	5,10	6,20	5		2530,38	2529,96	2533,21	2534,31	Energy only	99,70	99,70		97,52		Libre
	2,39	5,10	6,20	10		2530,94	2530,50	2533,21	2534,31	Energy only	139,00	139,00		97,52		Libre
	3,02	5,10	6,20	25	3373	2531,61	2531,13	2533,21	2534,31	Energy only	193,60	193,60		97,52		Libre
	3,52	5,10	6,20	50		2532,16	2531,63	2533,21	2534,31	Energy only	243,20	243,20		97,52		Libre
	3,98	5,10	6,20	100		2532,66	2532,09	2533,21	2534,31	Energy only	289,40	289,40		97,52		Libre

Tabla 6. 6 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente del Vado para los caudales de diseño de 1 a 100 años

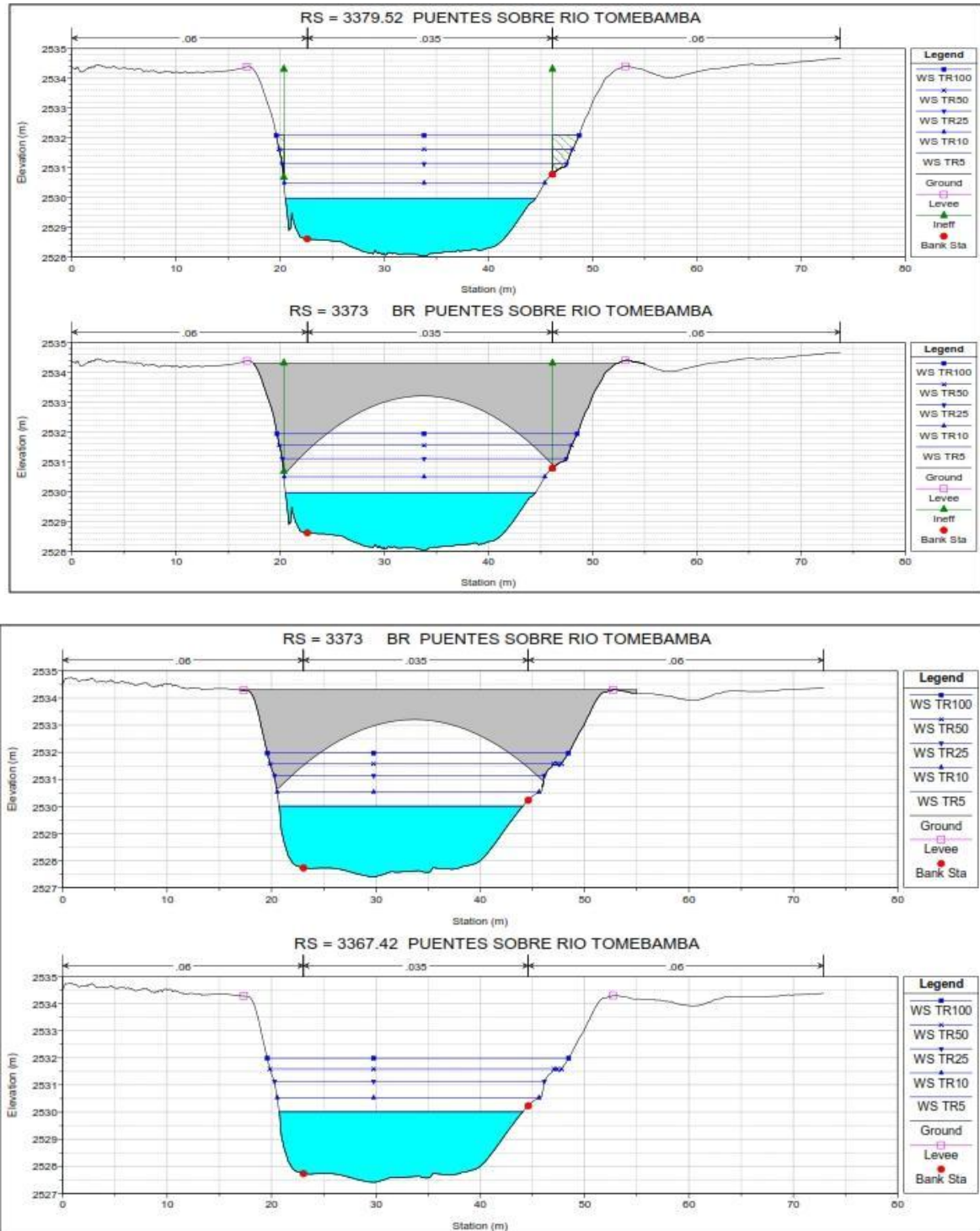


Fig.6. 10 Sección del puente del Vado existente sobre el Río Tomebamba. Se muestran los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de período de retorno



- A. Los resultados de la modelación muestran que existe una variación del nivel de lámina de agua para los periodos de retorno de 5 y 100 años entre 1.85 y 5.4 metros respectivamente medidos desde el fondo del cauce.
- B. La estructura presenta condiciones de transporte a flujo libre para el paso de todos los caudales correspondientes a los periodos de retorno analizados siendo el mínimo valor de resguardo de 1.12 metros para el periodo de retorno de 100 años.
- F. El área de flujo máximo por el cual la sección puede transitar es de 97.52 metros cuadrados.





Puente Centenario.

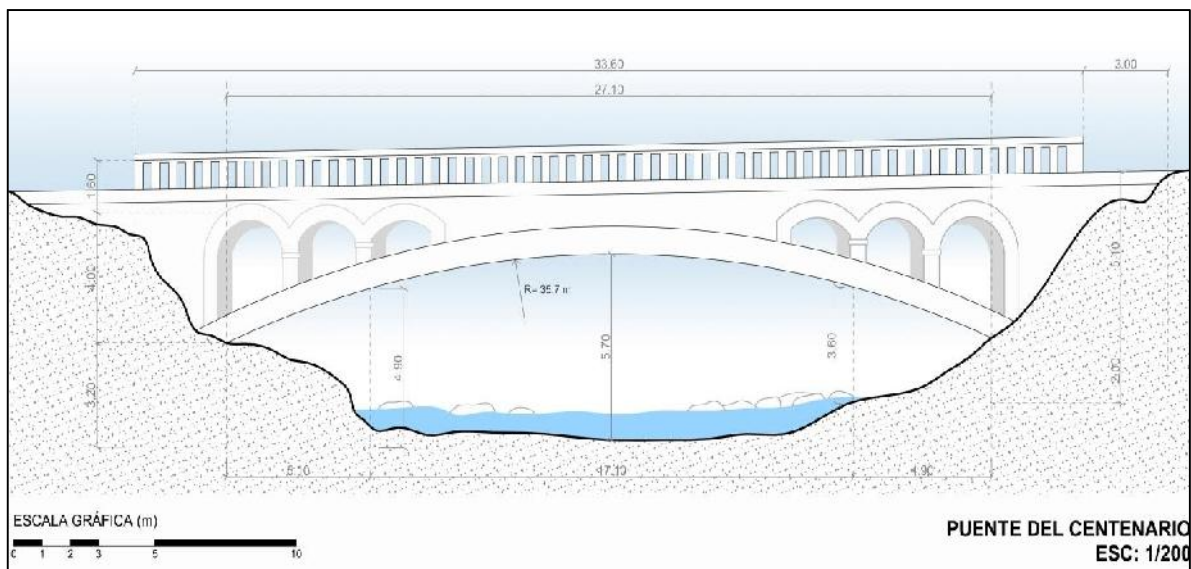


Fig.6. 11 Geometría del Puente del Centenario

La estructura en arco se encuentra ubicada en una sección transversal con ancho superficial de 30 metros, un radio de arco de 35.7 metros y como distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura 4.65 metros que condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Puente	Dist. Fondo Nivel del agua	Dist. Fondo- Nivel mas bajo del puente	Dist. Fondo- Nivel mas alto del puente	TR	Estación	Elev. Línea Energía	Cota de Agua	Cota Baja	Cota Alta	Método de cálculo	Q. Total	Q. Total del Puente	Q. de Vertedero	Area de flujo	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
	(m)	(m)	(m)	años		(m)	(m)	(m)	(m)		(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )		
Centenario	2,83	4,65	6,22	5		2521,29	2521,13	2522,95	2524,52	Energy only	99,70	99,70		75,91		Libre
	3,32	4,65	6,22	10		2521,83	2521,62	2522,95	2524,52	Energy only	139,00	139,00		75,91		Libre
	3,95	4,65	6,22	25	2762	2522,53	2522,25	2522,95	2524,52	Energy only	193,60	193,60		75,91		Libre
	5,12	4,65	6,22	50		2523,67	2523,42	2522,95	2524,52	Press Only	243,20	243,20		75,91	0,38	Orificio
	5,40	4,65	6,22	100		2524,01	2523,70	2522,95	2524,52	Press Only	289,40	289,40		75,91	0,43	Orificio

Tabla 6. 7 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente del Centenario para los caudales de diseño de 1 a 100 años

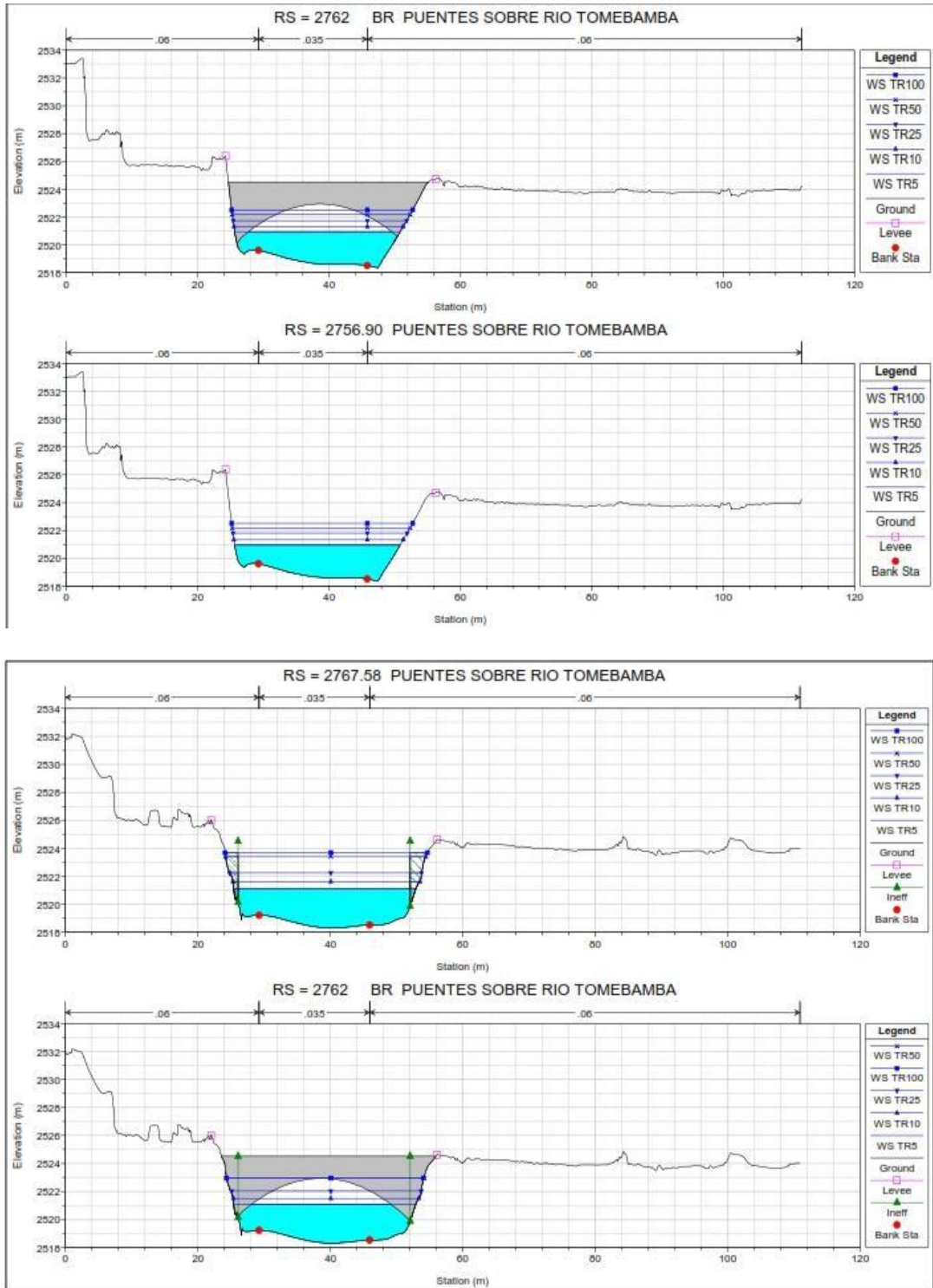


Fig.6. 12 Sección del puente Centenario existente sobre el Río Tomebamba. Se muestran los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de período de retorno



- A. Los resultados de la modelación muestran que existe una variación del nivel de lámina de agua para los periodos de retorno de 5 y 100 años entre 2.83 y 5.4 metros respectivamente medidos desde el fondo del cauce.
- B. Se produce el paso de los caudales a flujo libre bajo la estructura hasta el evento de magnitud de 25 años de periodo de retorno con un valor de resguardo mínimo de 0.7 metros.
- C. Para el evento de periodo de retorno de 50 años se produce una sobreelevación debido a la obstrucción de la estructura en el paso del flujo de 0.47 metros sobre el nivel más bajo de la estructura siendo el comportamiento de la estructura similar al funcionar de compuerta hidráulica con un coeficiente de descarga obtenido por el programa de 0.38.
- D. Para el paso de flujo de un evento de magnitud de 100 años la estructura presenta un valor de elevación de nivel de lámina de agua de 5.4 metros es decir teniendo el comportamiento igual como una compuerta hidráulica con una diferencia de 0.82 metros hasta el nivel más alto de la estructura y con un coeficiente de compuerta de 0.43.
- E. El área de flujo máximo por el cual la sección puede transitar es de 75.91 metros cuadrados.



Puente Escalinatas (Mariano Moreno)

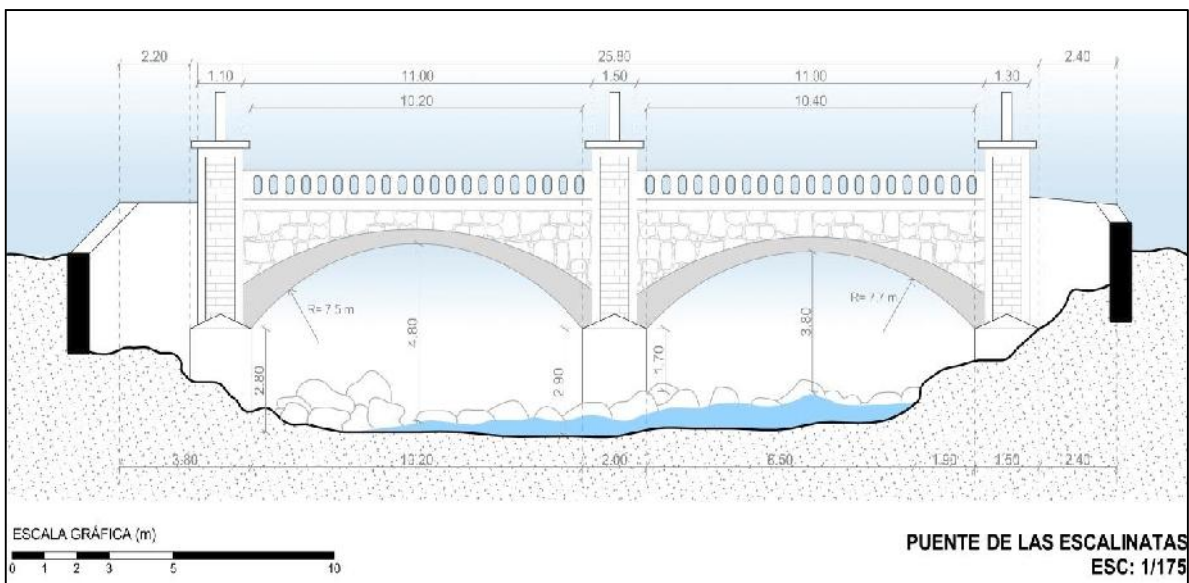


Fig.6. 13 Geometría del Puente de las Escalinatas

La estructura en doble arco presenta una característica particular frente a las demás estructuras ya que la misma se encuentra emplazada ocupando una área de obstrucción importante debido a la pila central con geometría semicircular elongada de 2 metros de espesor y los estribos de apoyo de 3.8 metros cada uno y un radio de arco de 7.7 metros. Se encuentra en una sección transversal con ancho superficial de 30.4 metros y como distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura de 4.8 metros, ésta condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Puente	Dist. Fondo Nivel del agua	Dist. Fondo- Nivel mas bajo del puente	Dist. Fondo- Nivel mas alto del puente	TR	Estación	Elev. Línea Energía	Cota de Agua	Cota Baja	Cota Alta	Método de cálculo	Q. Total	Q. Total del Puente	Q. de Vertedero	Area de flujo	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
	(m)	(m)	(m)	años		(m)	(m)	(m)	(m)		(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )		
Escalinatas	1,39	4,77	5,45	5		2516,09	2514,10	2517,48	2518,16	Energy only	99,70	99,70		66,77		Libre
	1,67	4,77	5,45	10		2516,64	2514,38	2517,48	2518,16	Energy only	139,00	139,00		66,77		Libre
	2,01	4,77	5,45	25	2420	2517,34	2514,72	2517,48	2518,16	Energy only	193,60	193,60		66,77		Libre
	2,25	4,77	5,45	50		2517,94	2514,96	2517,48	2518,16	Energy only	243,20	243,20		66,77		Libre
	5,14	4,77	5,45	100		2518,33	2517,85	2517,48	2518,16	Press/Weir	289,40	178,89	110,51	66,77	0,36	Orificio

Tabla 6. 8 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente de las Escalinatas para los caudales de diseño de 1 a 100 años

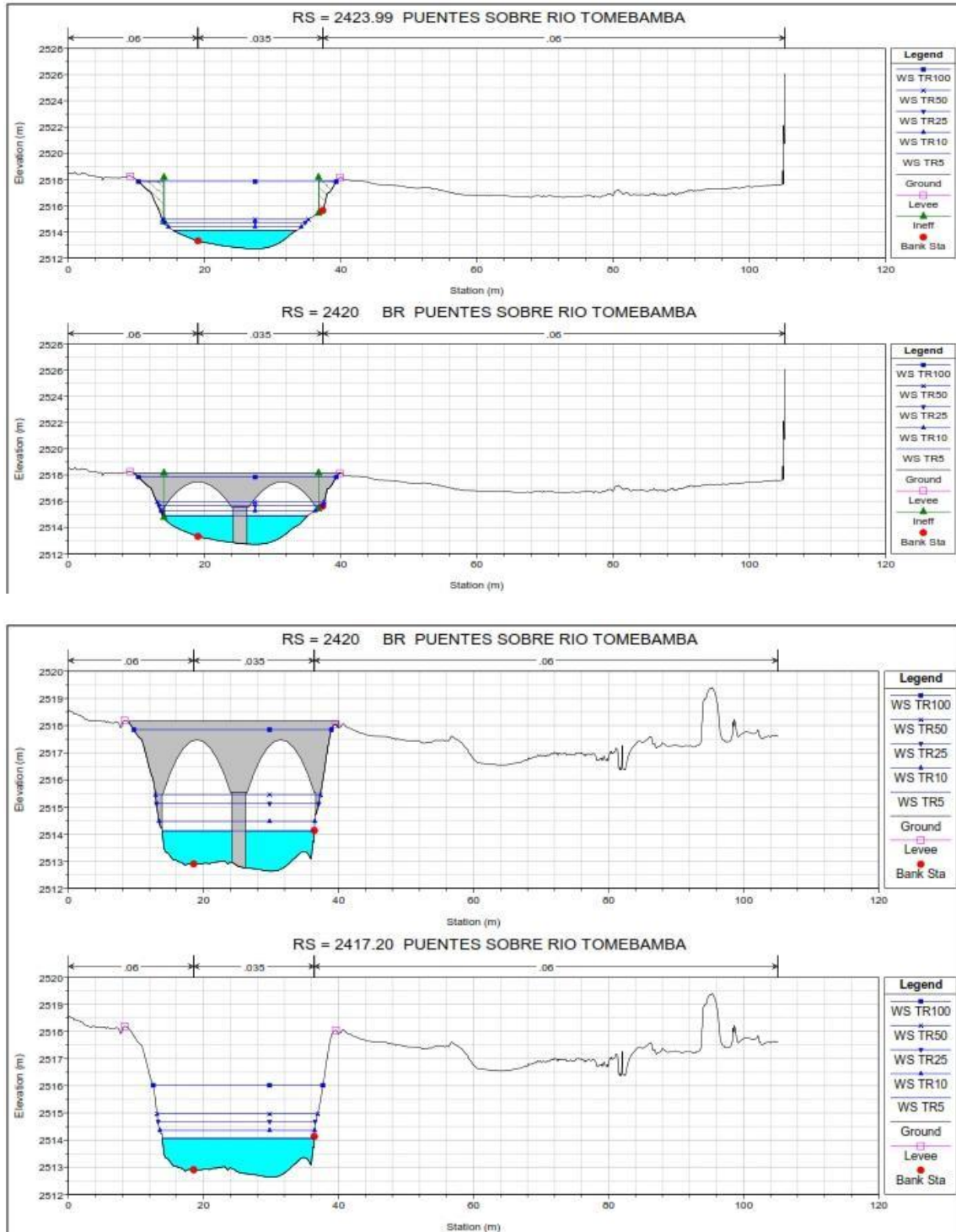


Fig.6. 14 Sección del puente de las Escalinatas existente sobre el Río Tomebamba. Se muestra los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de período de retorno



- A. Los resultados de la modelación muestran que existe una variación del nivel de lámina de agua para los periodos de retorno de 5 y 100 años entre 1.39 y 5.4 metros respectivamente medidos desde el fondo del cauce.
- B. Se produce el paso de los caudales a flujo libre bajo la estructura hasta el evento de magnitud de 50 años de periodo de retorno con un valor de resguardo mínimo de 2.52 metros hasta el punto más alto de la estructura medido desde el fondo y ubicado en la sección media de cada arco
- C. El nivel de resguardo en la sección lateral de la estructura es de 0.55 metros hasta el nivel más alto de la estructura ubicado a 2.8 metros medido desde el fondo en esa ubicación.
- D. Para el paso de un evento de magnitud de 100 años de periodo de retorno la obstrucción provoca la elevación de la lámina de agua hasta un nivel de 5.14 metros y la estructura empieza a funcionar a presión como orificio con la cara aguas abajo de la estructura sumergida en su totalidad
- E. El área de flujo máximo que presenta cada uno de los vanos es de 33.38 metros cuadrados y un área de flujo total de 66.77 metros cuadrados
- F. Al momento de realizar la batimetría en el vano central a orillas de la pila se verificó que la profundidad de socavación es superior a 1 metro y existe de acumulación de sedimento fino y grueso en el arco de lado derecho tomando como dirección al sentido de flujo.



**Puente Vergel.**

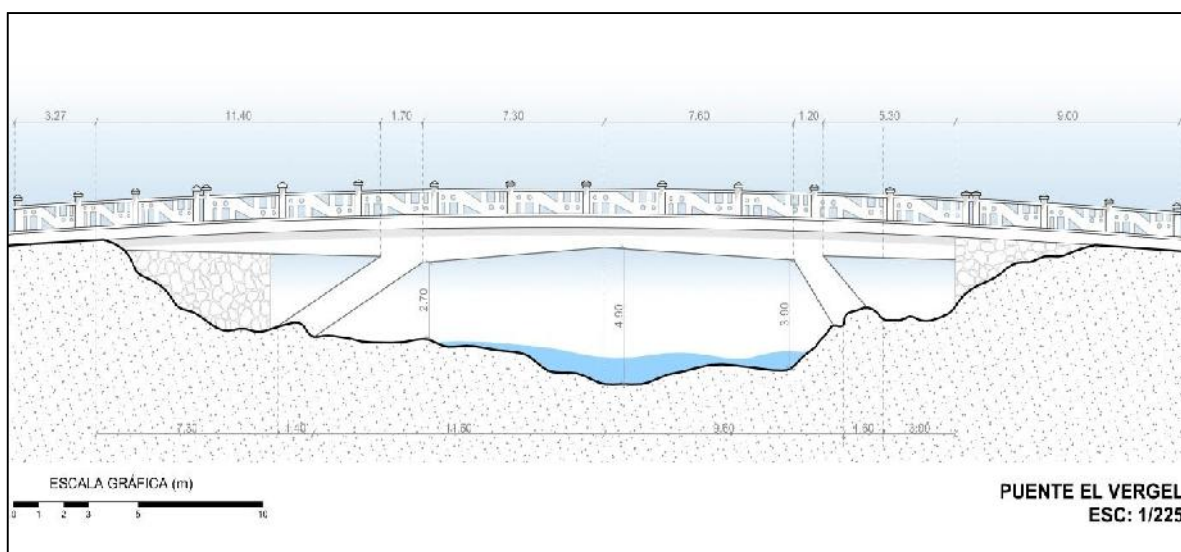


Fig.6. 15 Geometría Puente el Vergel

La estructura en viga se encuentra ubicada en una sección transversal con ancho superficial de 38 metros, dos pilas asimétricas colocadas a 11,6 y 5,3 metros tanto a lado derecho como al lado izquierdo respectivamente en el sentido de dirección al flujo, espesor de 1,5 metros y en disposición inclinada, posee dos espigones colocados en la base con longitud de 21 metros y una distancia máxima desde el fondo de cauce al punto más bajo de la estructura de 4,20 metros que condiciona la manera de funcionamiento de la estructura ante el paso de los caudales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros obtenidos para cada evento y a continuación sus principales características.

Puente	Dist. Fondo-Nivel del agua	Dist. Fondo-Nivel mas bajo del puente	Dist. Fondo-Nivel mas alto del puente	TR	Estación	Elev. Línea Energía	Cota de Agua	Cota Baja	Cota Alta	Método de cálculo	Q. Total	Q. Total del Puente	Q. de Vertedero	Area de flujo	Cd de funcion	Funcionamiento del puente
	(m)	(m)	(m)	años		(m)	(m)	(m)	(m)		(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )		
Vergel	1,27	4,20	4,63	5		2493,77	2492,47	2495,40	2495,83	Energy only	99,70	99,70		90,79		Libre
	2,53	4,20	4,63	10		2494,15	2493,73	2495,40	2495,83	Energy only	139,00	139,00		90,79		Libre
	3,12	4,20	4,63	25	1050	2494,81	2494,32	2495,40	2495,83	Energy only	193,60	193,60		90,79		Libre
	3,62	4,20	4,63	50		2495,35	2494,82	2495,40	2495,83	Energy only	243,20	243,20		90,79		Libre
	4,40	4,20	4,63	100		2496,07	2495,60	2495,40	2495,83	Press/Weir	289,40	189,67	99,73	90,79	0,30	Orificio

Tabla 6. 9 Resumen de las principales características del flujo en las secciones inmediatamente aguas arriba del sitio del puente del Vergel para los caudales de diseño de 1 a 100 años

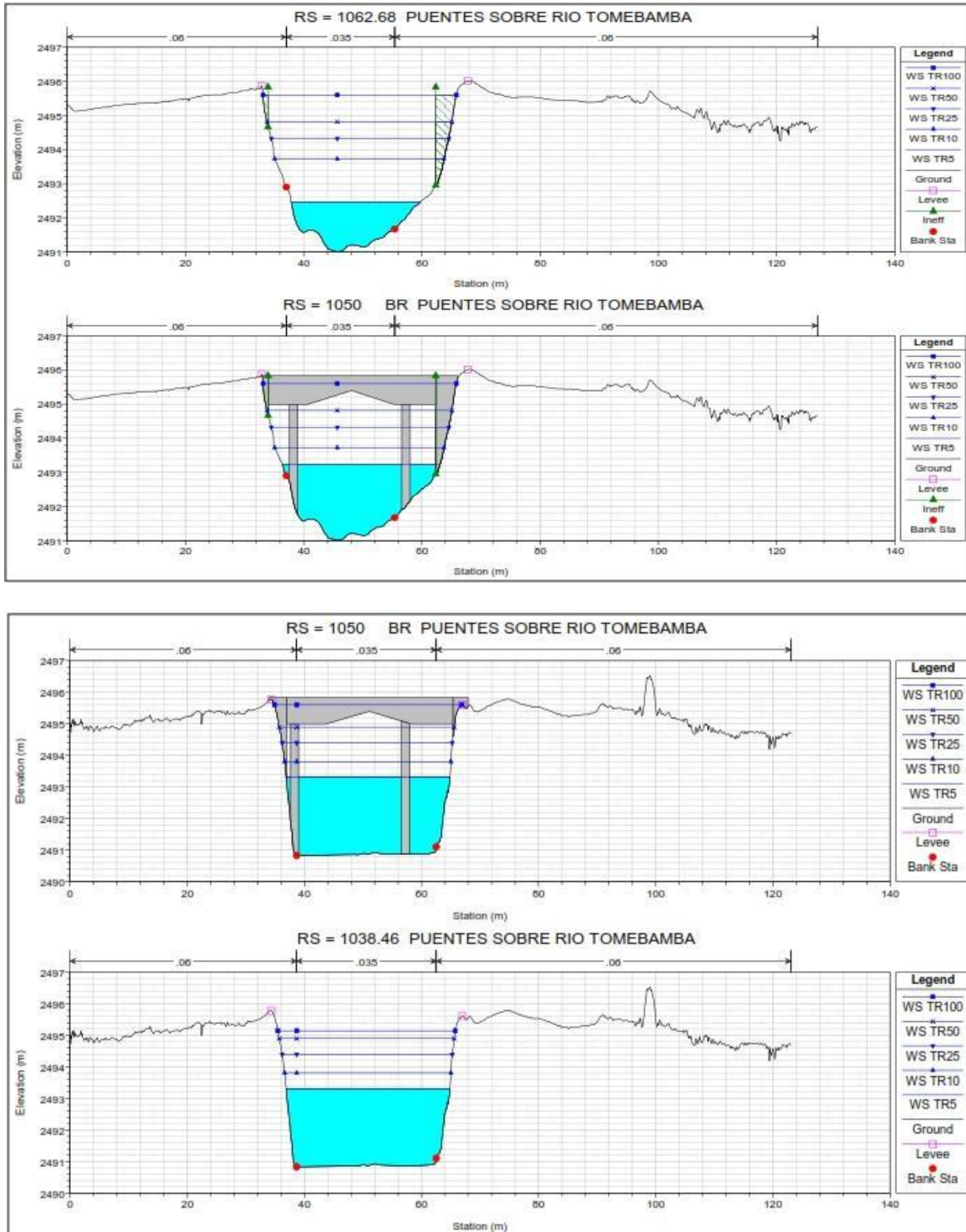


Fig.6. 16 Sección del puente del Vergel existente sobre el Río Tomebamba. Se muestran los resultados de las simulaciones en HEC-RAS. Caudales de 1 a 100 años de periodo de retorno





- A. Los resultados de la modelación muestran que existe una variación del nivel de lámina de agua para los periodos de retorno de 5 y 100 años entre 1.27 y 4.4 metros respectivamente medidos desde el fondo del cauce.
- B. Se produce el paso de los caudales a flujo libre bajo la estructura hasta el evento de magnitud de 50 años de periodo de retorno con un valor de resguardo mínimo de 0.68 metros hasta el punto más alto de la estructura medido desde el fondo.
- C. Para el paso de un evento de magnitud de 100 años de periodo de retorno la obstrucción provoca la elevación de la lámina de agua hasta un nivel de 4.14 metros y la estructura empieza a funcionar a presión como orificio con la cara aguas abajo de la estructura sumergida en su totalidad.
- D. El área de flujo máximo que presenta la estructura para el paso de caudal es de 90.79 metros cuadrados
- E. Al momento de realizar la batimetría se evidencia mayor porcentaje de socavación en la orilla izquierda tomando como dirección al sentido del flujo.



### 6.4 Análisis de los perfiles de lámina de agua.

El programa Hec- Ras como una de las opciones que cuenta es generar resultados del perfil general de lámina de agua del cauce y las estructuras, a continuación se presenta los resultados de perfil en las secciones de interés.

Puente Balzain.

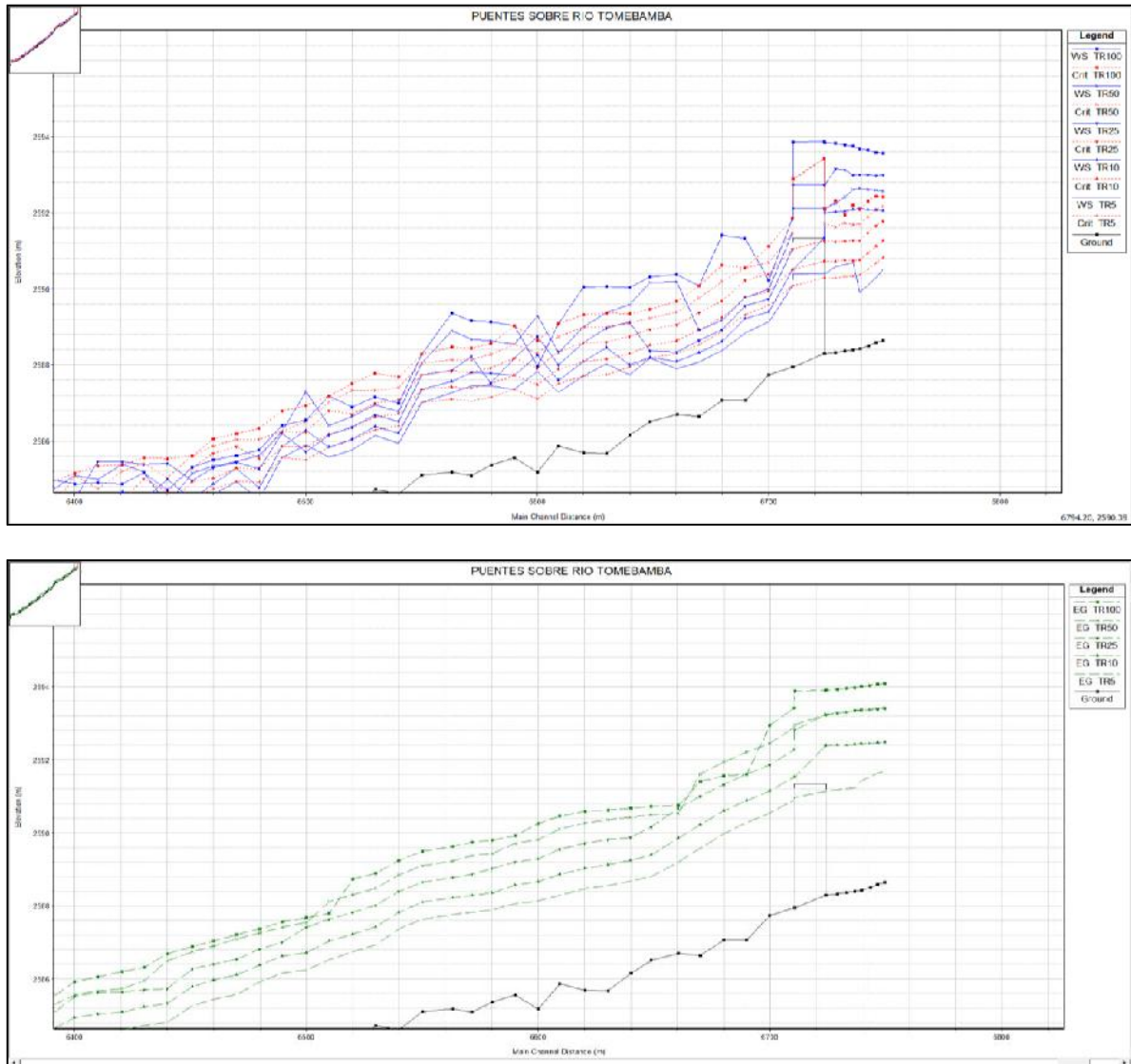


Fig.6. 17 Perfiles de lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de periodo de retorno a la altura del puente Balzain.

La imagen muestra que se mantiene el flujo supercrítico en la cara aguas debajo de la estructura para el paso de caudal de flujo para todos los eventos de periodo de retorno. Se genera un remanso para todos los periodos de retorno excepto el de 5 años. Se verifica el comportamiento de compuerta hidráulica para el periodo de retorno

AUTORES: John Israel Jiménez Avila  
Miryam Lorena Ulloa Moscoso



de 10 años ya que la sección de la cara aguas abajo del puente no se encuentra sumergida. Se da el comportamiento a presión de orificio para los eventos de periodo de retorno de 25 y 50 años. Se observa que para todos los periodos de retorno excepto el de 5 años en las secciones aguas debajo de la cara del puente se produce un cambio de régimen de flujo de supercrítico a subcrítico y que mientras mayor es la magnitud del evento de periodo, menor es la distancia de ubicación donde se produce el fenómeno partiendo desde la cara aguas abajo de la estructura del puente. Éste análisis se lo realiza de manera similar con la línea de energía y en efecto se cumple que cuando existe cambio de pendiente en la línea de energía se evidencia una pérdida de energía y se produce un resalto que se comprueba en el cambio de régimen de flujo de supercrítico a subcrítico.

**Puente Cahapata.**

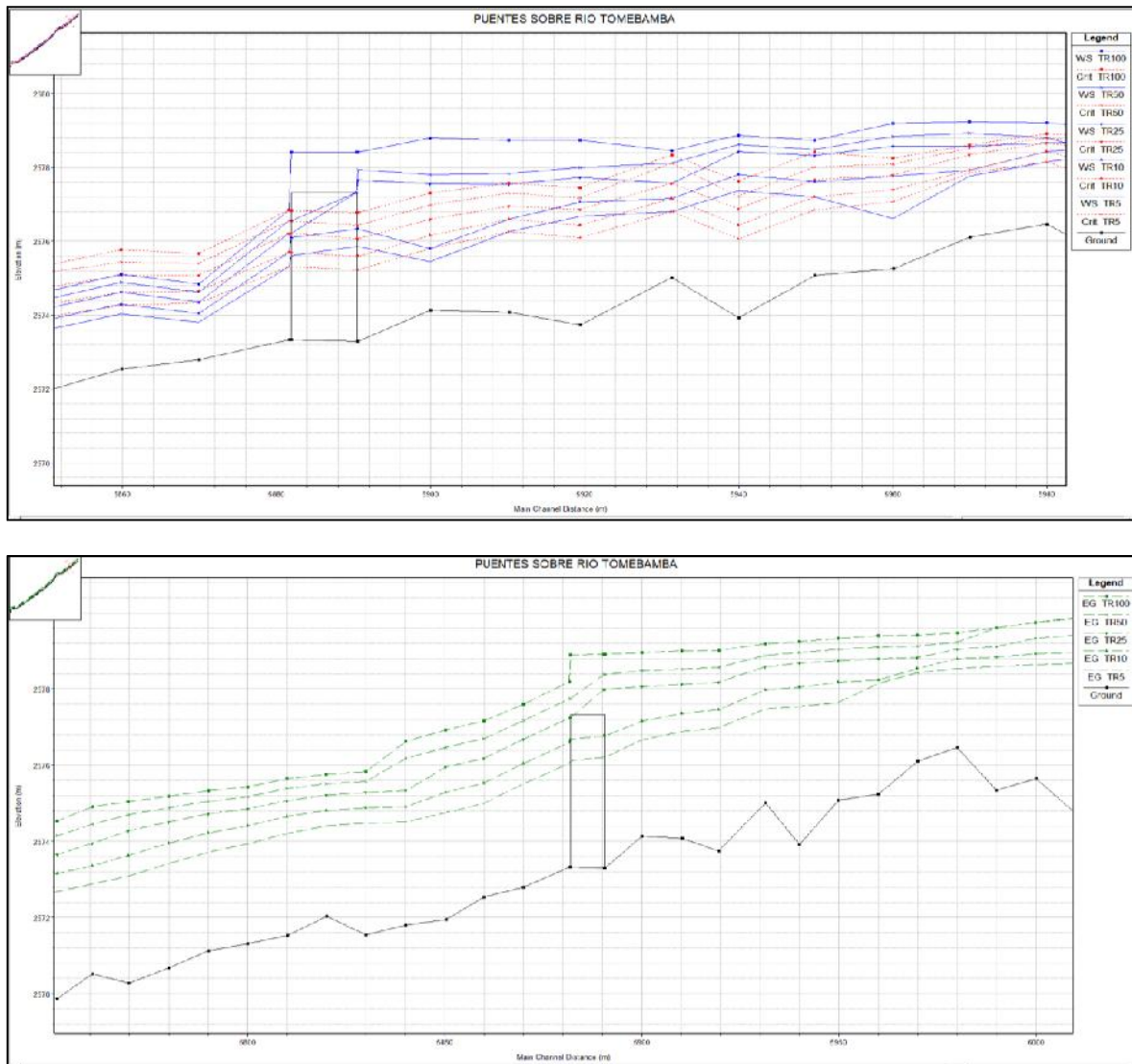


Fig.6. 18 Perfiles de lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de periodo de retorno a la altura del puente Cahapata.



La imagen muestra que se mantiene el flujo supercrítico en la cara aguas debajo de la estructura para el paso de caudal de flujo para todos los eventos de periodo de retorno. El remanso se genera para eventos de periodos de retorno desde 25 hasta 100 años. El periodo de retorno de 25 y 50 años no inundan la cara aguas debajo de la estructura y trabajan como compuerta hidráulica. El cambio de flujo de supercrítico a subcrítico se produce a distancias mayores a 50 metros, a contar desde las caras aguas abajo de la estructura únicamente para los eventos de periodos de retorno de 50 y 100 años. Para los eventos de periodo de retorno de 5 10 y 25 años se evidencia el comportamiento de flujo mixto aguas abajo de la ubicación de la estructura.

Puente de las Américas

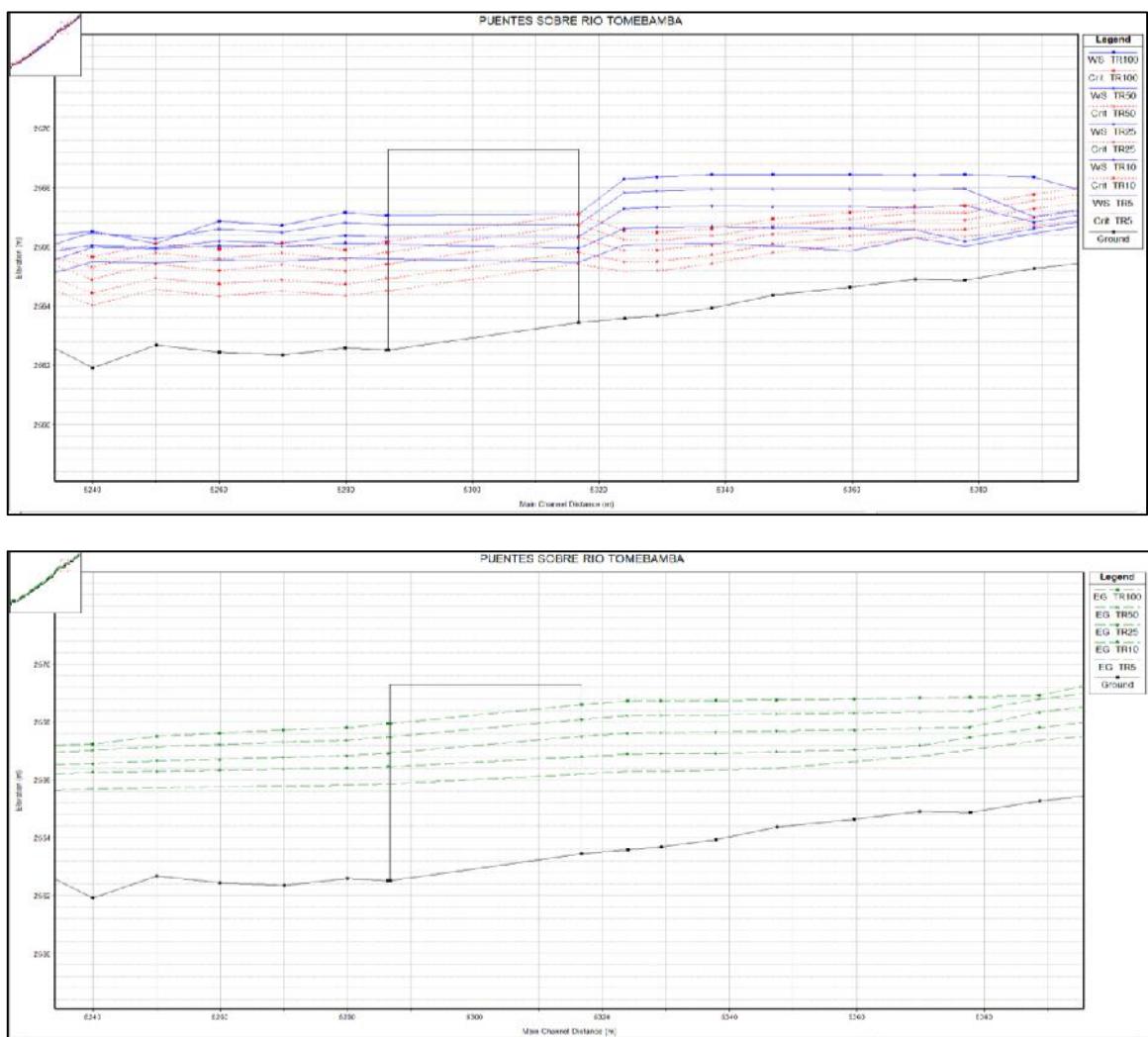


Fig.6. 19 Perfiles de lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de periodo de retorno a la altura del puente de las Américas.

La imagen muestra que se mantiene el flujo subcrítico tanto aguas abajo como aguas arriba de la ubicación del puente para todos los eventos. La línea de energía se mantiene debajo de la cota mínima de la estructura.



Puente corazones.

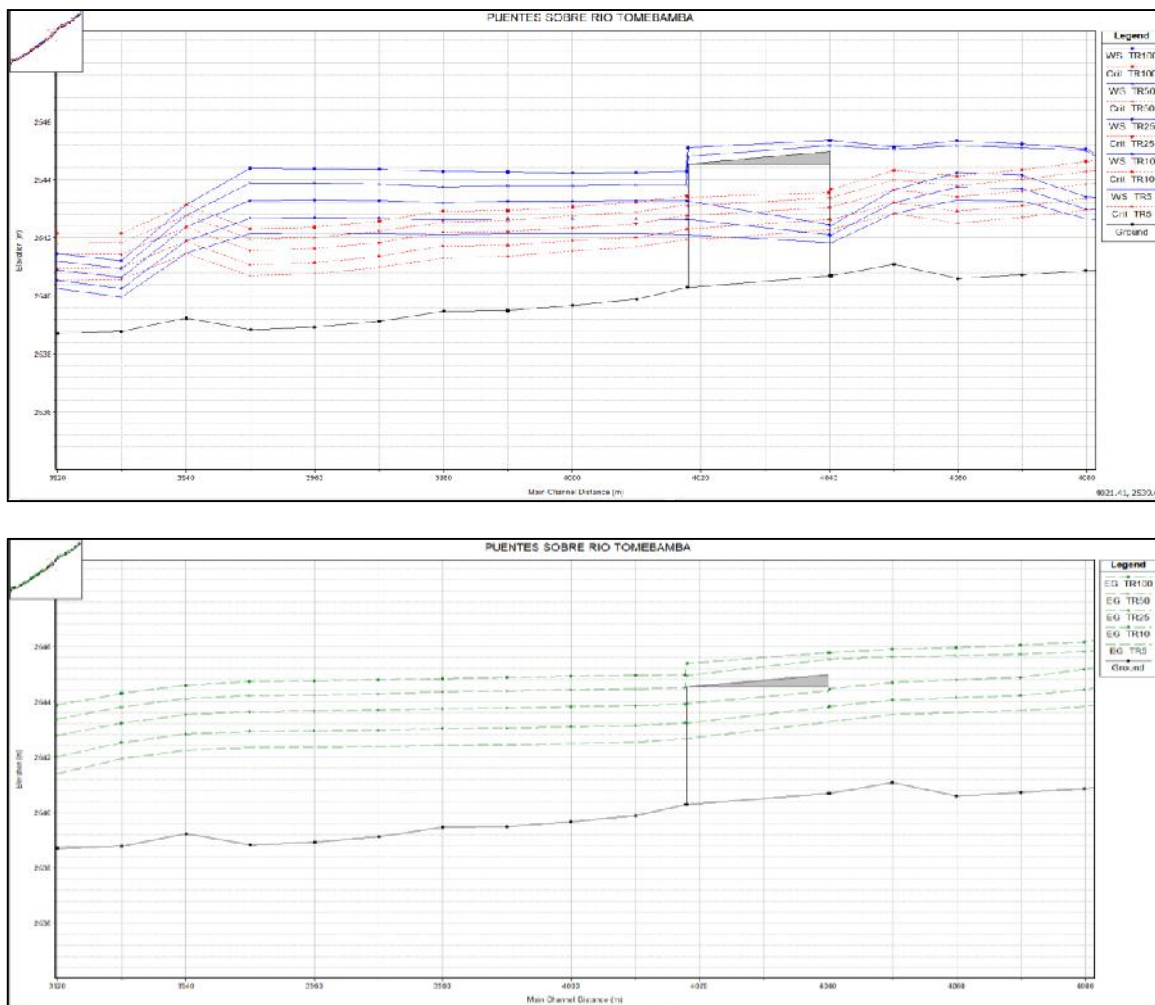


Fig.6. 20 Perfiles de lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de periodo de retorno a la altura del puente de los Corazones.

La imagen muestra que para flujos de eventos de magnitud de 5, 10 y 25 años en la cara aguas arriba de la estructura es de tipo supercrítico, se produce la transición en el interior de la estructura y el flujo cambia a tipo subcrítico en la sección cara aguas abajo de la estructura. A la línea de energía presenta un descenso gradual al paso de la estructura donde se evidencia la presencia de la obstrucción generando la elevación en el nivel de lámina de agua. El flujo se mantiene en régimen subcrítico hasta 70 metros aguas abajo hasta que se evidencia un cambio de régimen y descenso gradual en la línea de energía. El comportamiento del flujo para los eventos de periodo de retorno de 50 y 100 años es de régimen subcrítico de modo que la cara aguas abajo de la estructura se encuentra sumergida y el flujo es a presión como orificio. Es notable el aumento de nivel considerable de 2.67 metros entre los niveles de lámina de agua para eventos de periodos de retorno de 25 y 50 años. Se comprueba que la estructura presenta deficiencia al paso de caudales altos.



Puente del Vado.

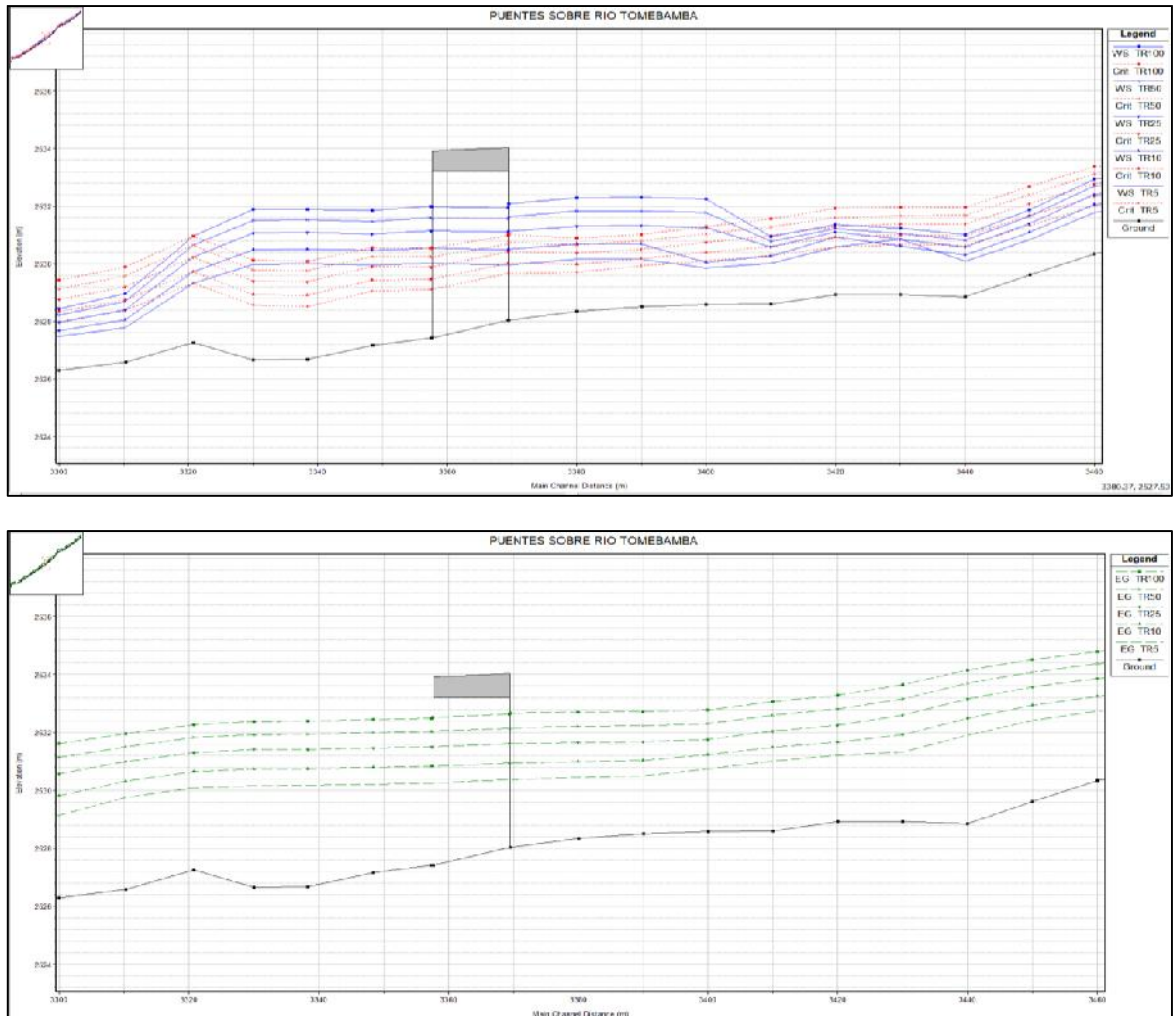


Fig.6. 21 Perfiles de lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente del Vado.

La imagen muestra que para todos los eventos de una magnitud de hasta 100 años el nivel máximo de lámina de agua está a 1.12 metros del nivel más alto de la estructura. El tipo de flujo se mantiene en régimen subcrítico aguas arriba de la estructura hasta 30 metros donde se origina un cambio de régimen de supercrítico a subcrítico. El tipo de flujo subcrítico se mantiene hasta 30 metros aguas abajo de la estructura y cambia el régimen de flujo a supercrítico. La línea de energía se mantiene constante sin pérdida de energía en el paso de los caudales por la estructura.



Puente Centenario.

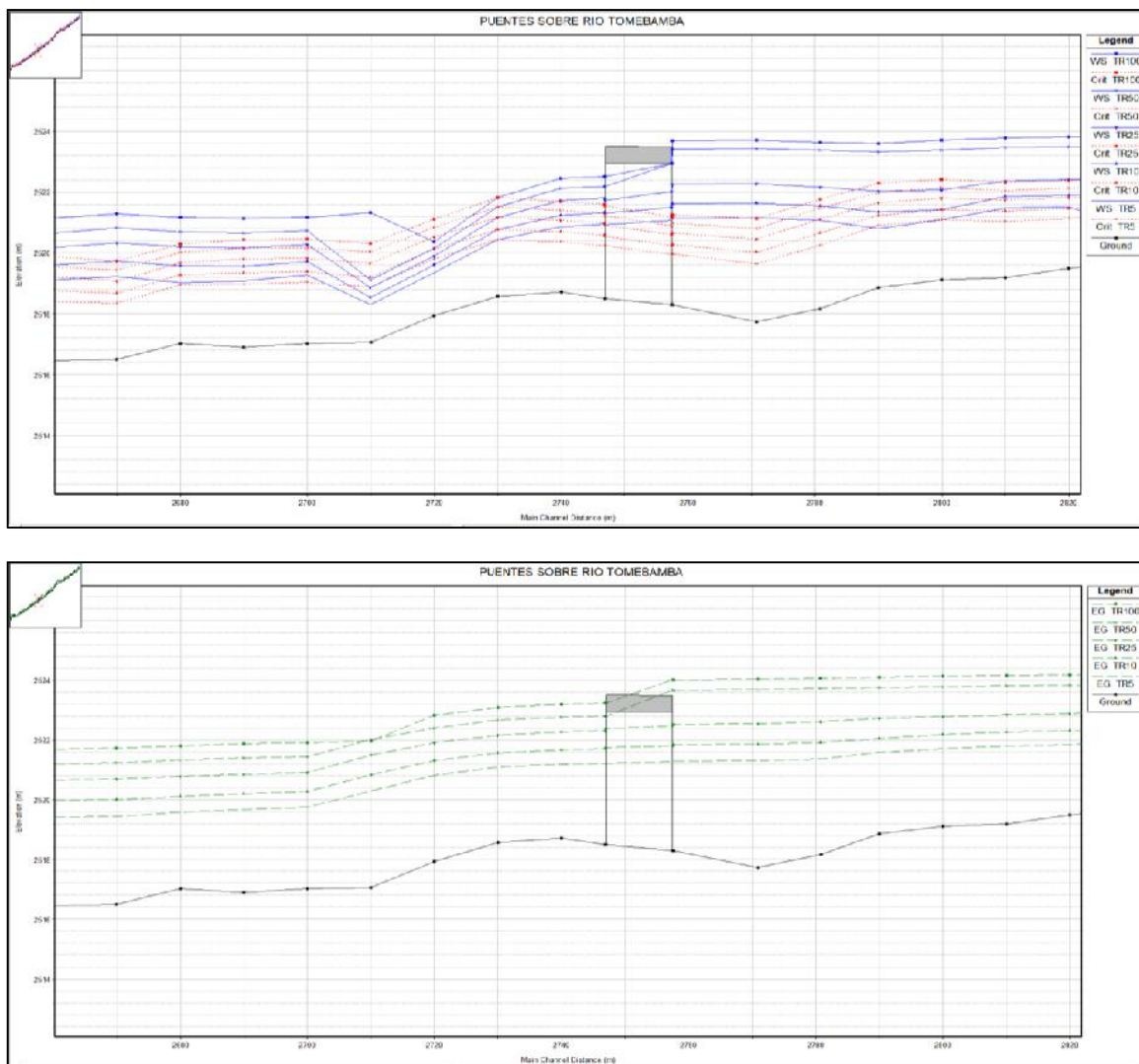


Fig.6. 22 Perfiles de lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de periodo de retorno a la altura del puente Centenario.

La imagen muestra que para eventos de magnitud de periodo de retorno de 5 10 y 25 años el caudal pasa en régimen subcrítico y a flujo libre con una distancia de 0.7 metros desde la parte más alta de la estructura. Para caudales correspondientes a los periodos de retorno de 50 y 100 años el perfil de flujo aguas arriba trabaja en sumersión y se verifica el comportamiento a modo de compuerta hidráulica ya que la cara aguas abajo de la estructura no está sumergida. El cambio de régimen de flujo de subcrítico a supercrítico a una distancia de 30 metros aguas abajo de la cara inferior de la estructura. Para los caudales de periodos de retorno diferente al de 100 años el cambio de régimen se produce a 45 metros aguas debajo de la estructura. La línea de energía evidencia estos dos fenómenos con una pérdida gradual de energía a las distancias mencionadas.



Puente Escalinatas

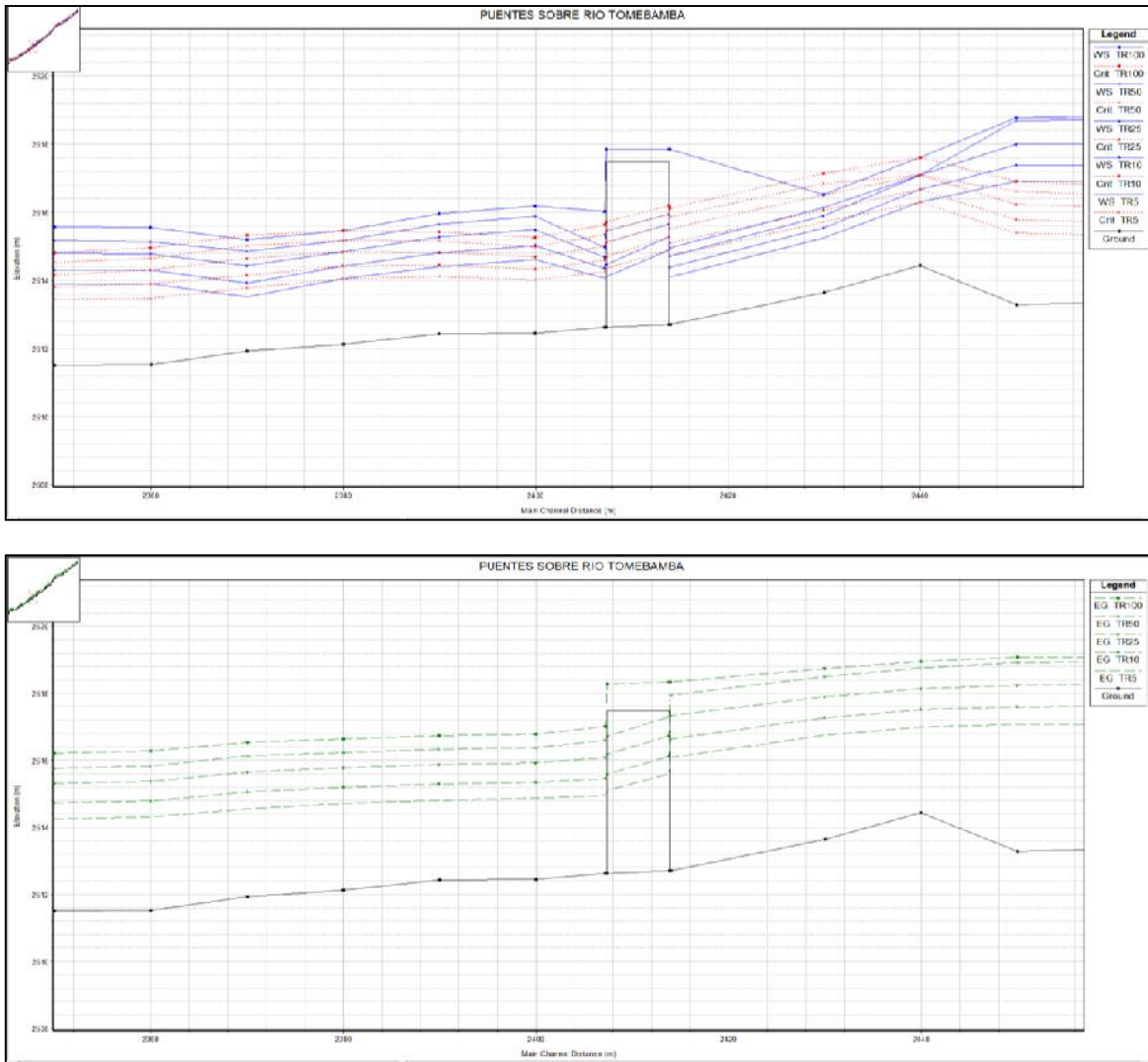


Fig.6. 23 Perfiles de lámina de agua y variación de la línea de energía de 1 a 100 años de período de retorno a la altura del puente Escalinatas.

La imagen muestra que para los caudales de periodo de retorno menor a 100 años ingresan en régimen supercrítico al paso bajo la estructura donde se produce una sobreelevación considerable debido a la obstrucción y contracción de la estructura en flujo libre. Para un periodo de retorno de 100 años la estructura empieza a funcionar como orificio ya que la cara aguas abajo de la estructura se encuentra en sumersión.





## 6.2 Análisis de curvas de descarga teóricas y resultados del IBER

Las curvas obtenidas por el método teórico tienen como valor máximo el correspondiente al área de flujo de la cara aguas arriba del puente es decir cuando presenta sumersión en la sección, en consecuencia, no se considera el volumen de agua incluido en el espacio de la bóveda que se genera entre las secciones aguas arriba y aguas debajo de la estructura, obviando el comportamiento como compuerta, orificio a presión y vertedero ya que se supone que la estructura debería tener el diseño adecuado con exigencias.

### Puente Balzain.

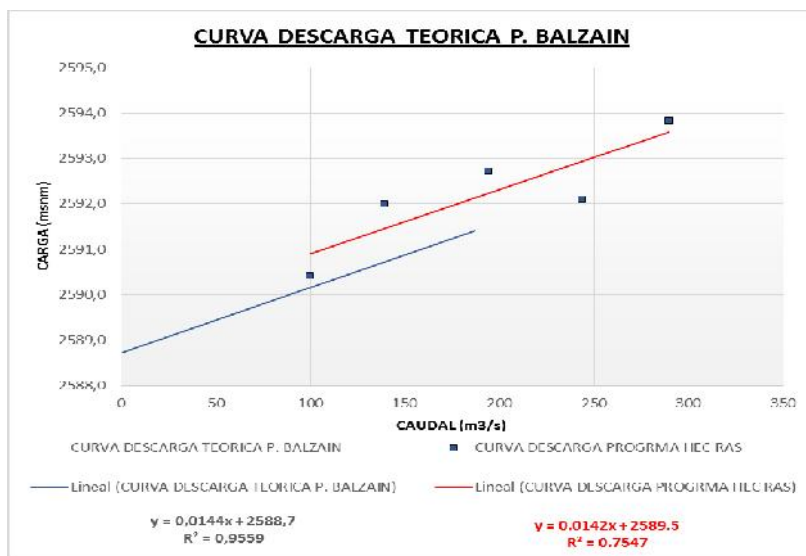
La imagen muestra que la recta generada por el método del programa Hec Ras esta sobre la recta del método teórico, esto indica que para un mismo caudal el método Hec Ras presenta mayor nivel en la lámina de agua.

La variación del par altura caudal de la curva obtenida por el método del programa Hec Ras no está contenida por la recta obtenida en el método teórico donde se observa un desplazamiento hacia al aumento de caudal, lo cual indica que para caudales mayores a 186.55 metros cúbicos el puente presenta un funcionamiento a sección llena y diferente a flujo libre.

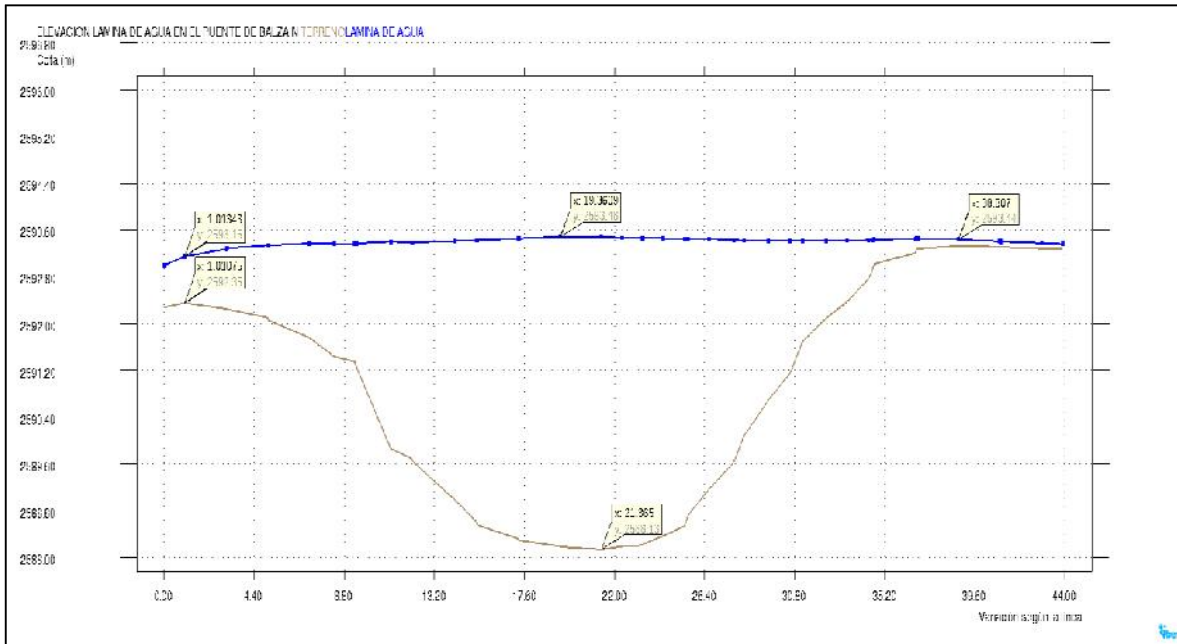
Se observa que las dos rectas tienen la misma tendencia ya que la pendiente de ambas ecuaciones de recta es igual, también se muestra una diferencia constante menor a 1 metro en la elevación de lámina de agua en el tramo donde se alinean ambas curvas.

El programa Iber muestra que para caudal de un evento de magnitud de 100 años el nivel de lámina de agua es de 2593.48 m.s.n.m, asemejándose a la curva del programa Hec Ras.

La sección donde se ubica el puente no tiene la capacidad hidráulica para el transporte de flujo libre con resguardo de seguridad.



a)



b)

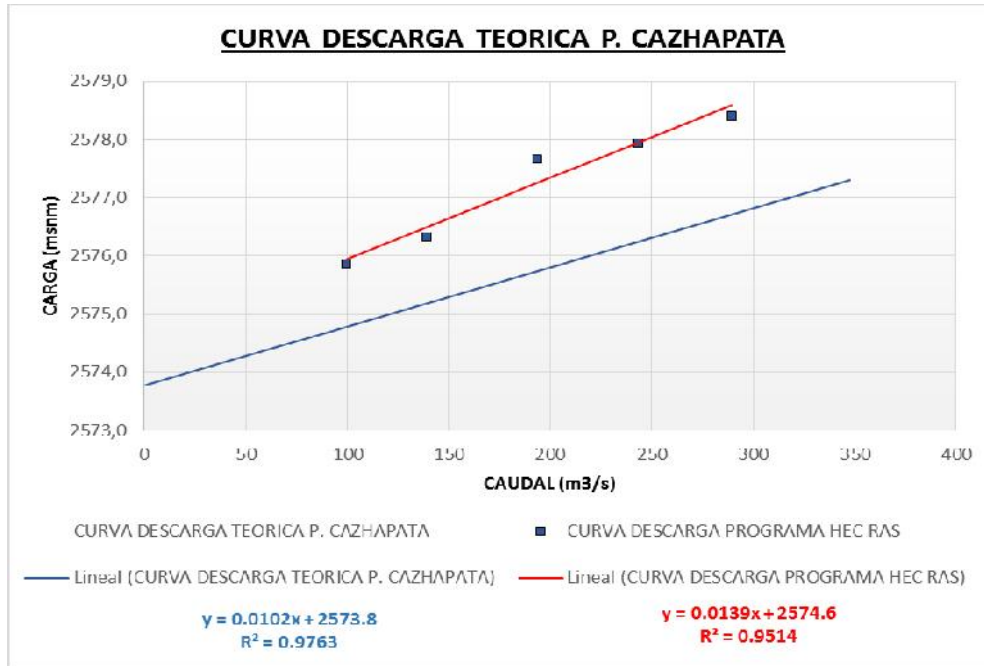
Fig.6. 24 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Balzain.

### Puente Cazhapata

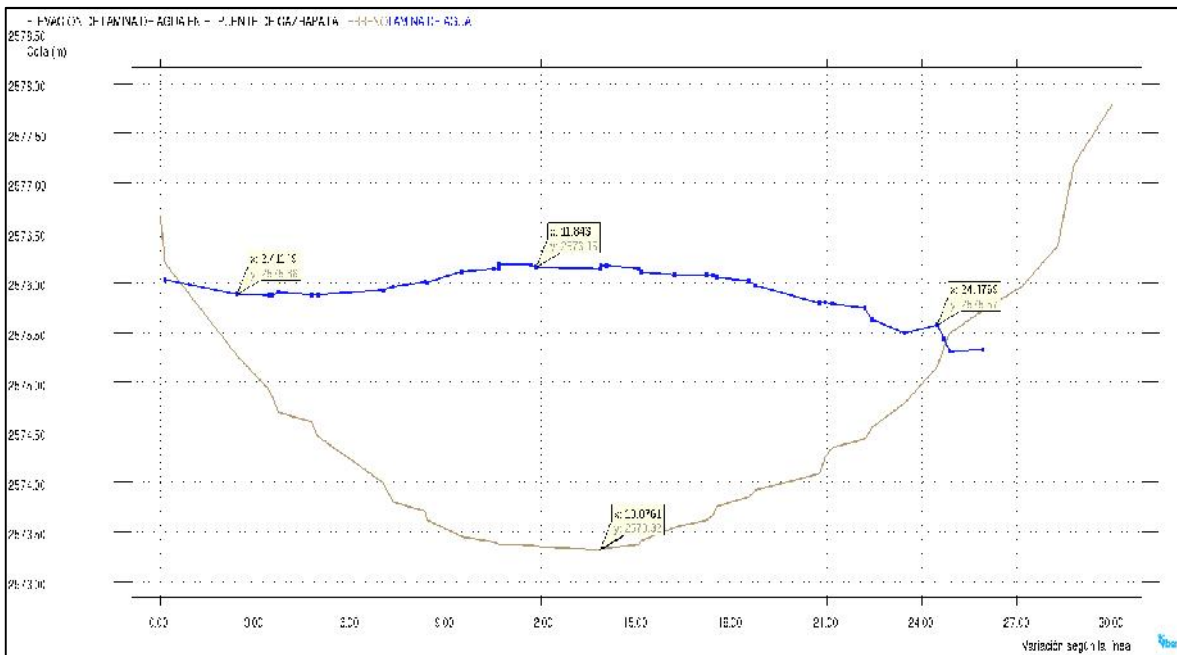
La imagen muestra que la recta generada por el método del programa Hec Ras esta sobre la recta del método teórico, esto indica que para un mismo caudal el método Hec Ras presenta una elevación mayor a 1 metro aproximadamente en la lámina de agua.

La extensión de la recta del programa Hec Ras está contenida totalmente por la recta desde el método teórico, aquí se observa que existe una sobreestimación en el programa Hec Ra ya que para un evento de magnitud de periodo de retorno de 100 años la cota de lámina de agua alcanzada en la modelación del programa Iber es de 2576.15 msnm la cual es menor a la cota más baja del tablero del puente. Con un valor de 2577.32 m.s.n.m.

La sección tiene capacidad hidráulica para un evento de periodo de retorno de 100 años, a flujo libre, con resguardo de seguridad (galibo) mínimo y la sección cara aguas arriba del puente sin entrar en sumersión



a)



b)

Fig. 6. 25 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Cazhapata.



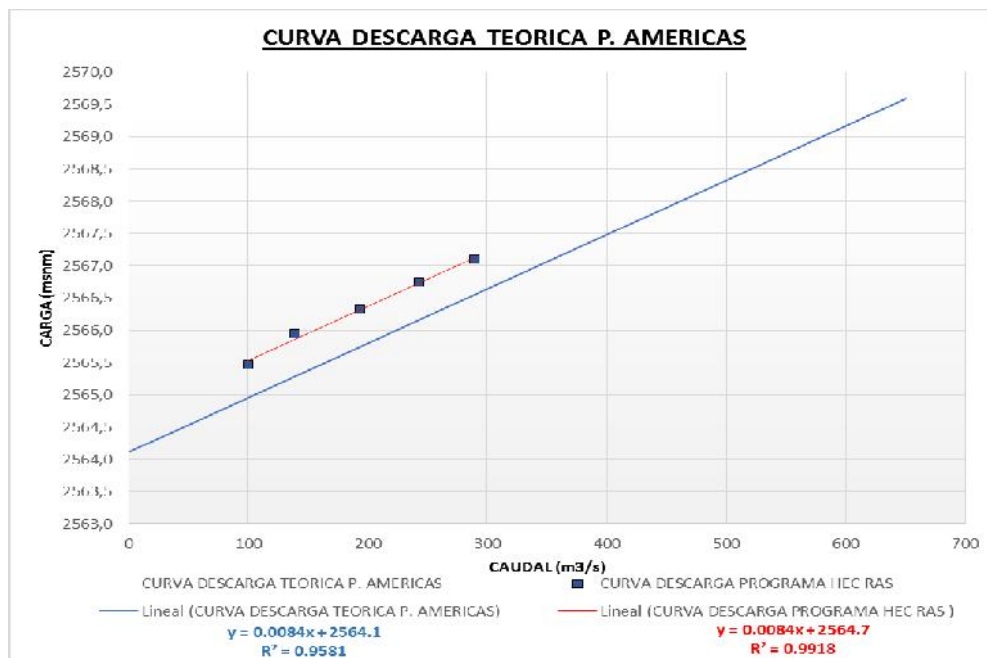
**Puente de las Américas.**

La imagen muestra que la recta generada por el método del programa Hec Ras esta sobre la recta del método teórico, esto indica que para un mismo caudal el método Hec Ras presenta una elevación exactamente mayor a 1 en la lámina de agua.

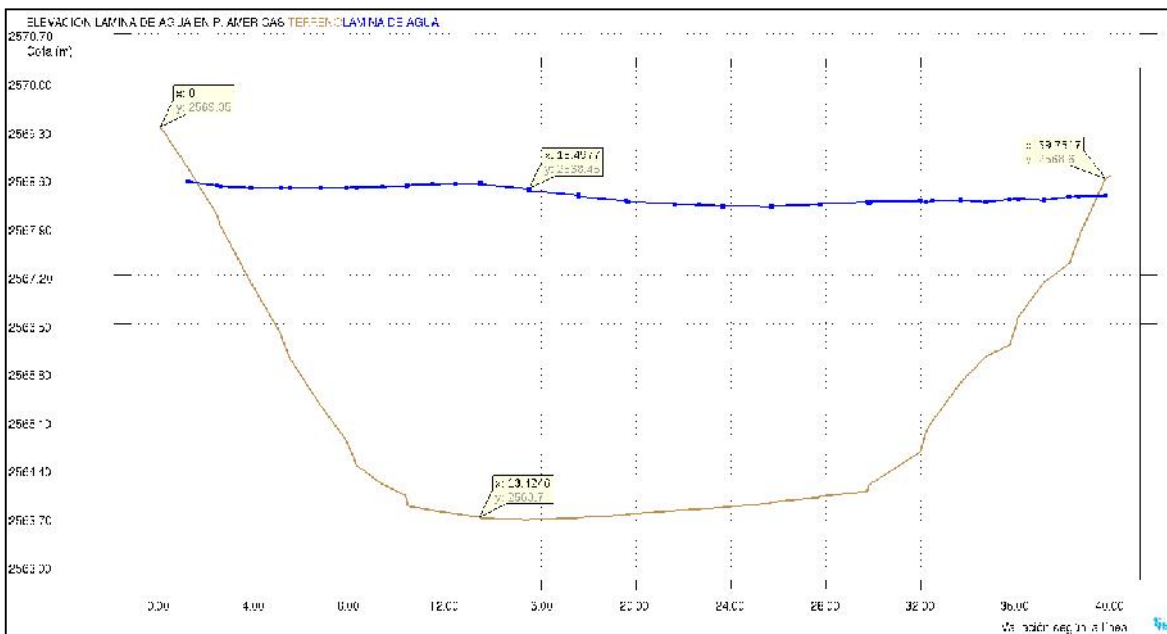
La extensión de la recta del programa Hec Ras está contenida totalmente por la recta desde el método teórico, es decir, la sección cara aguas arriba donde está ubicado el puente presenta capacidad hidráulica suficiente para el paso de caudales menores a 600 metros cúbicos sin entrar en sumersión.

Se observa que las dos rectas tienen igual tendencia al aumento, debido a que ambas rectas presentan el mismo valor de pendiente en sus correspondientes ecuaciones.

La aplicación del programa Iber muestra que para el caudal de un evento de magnitud de 100 años el nivel de lámina de agua es de 2568.45 m.s.n.m, dejando un galibo de 0.77 metros hasta el punto más bajo de la estructura.



a)



b)

Fig.6. 26 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente de las Américas.

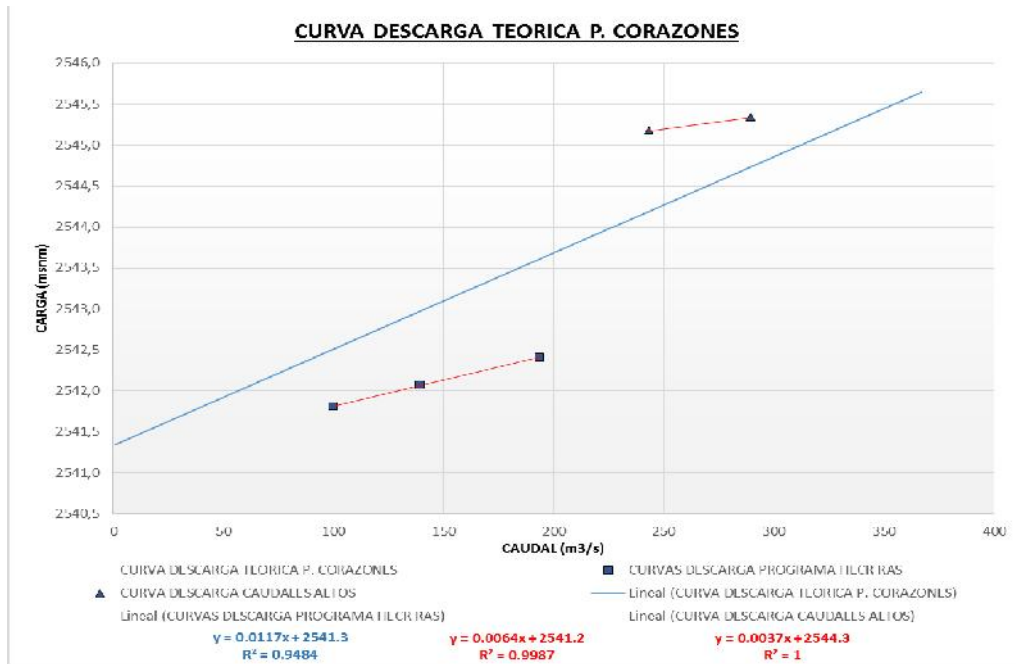
### Puente Corazones

La imagen muestra que la curva generada por el método del programa Hec Ras presenta dos partes frente a la curva del método teórico. La parte inferior de la curva representa los pares de caudal y altura que pasan a flujo libre en la sección del puente. La parte superior de la curva representa el funcionamiento cuando el puente empieza a trabajar en modo de orificio.

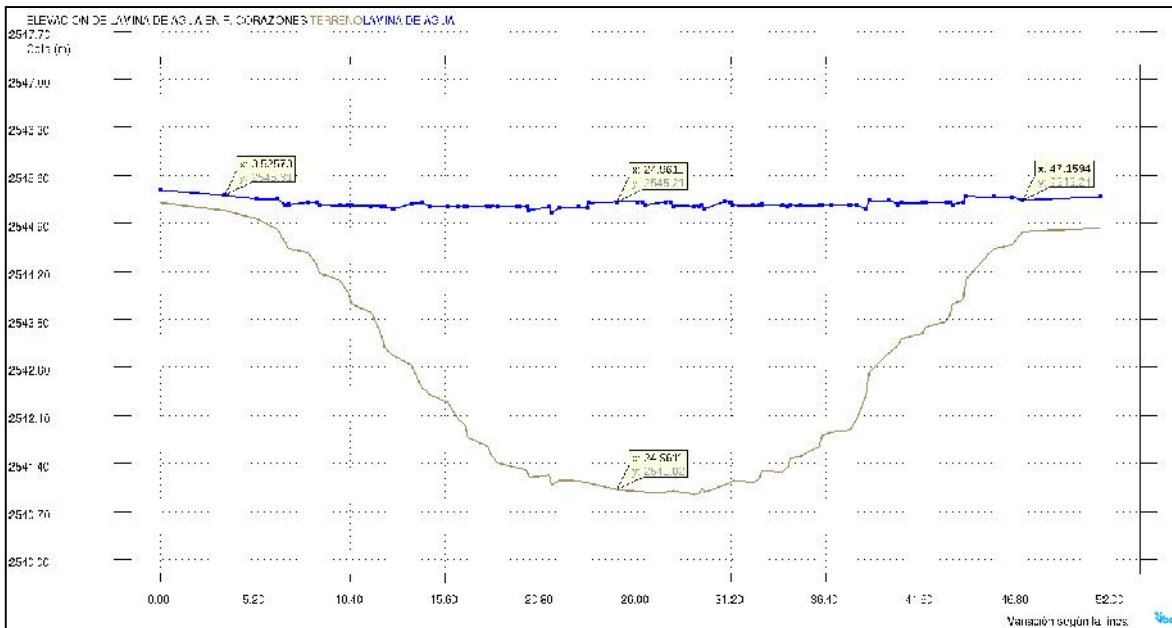
Se observa que se produce una sobre elevación de 2.5 metros, se asume esta variación debido a la obstrucción al flujo y los fenómenos de contracción y expansión debido al emplazamiento de gran parte de la estructura, esto se verifica en la gradiente de la línea de energía en la sección del puente.

Las rectas no presentan la misma tendencia al aumento. Las rectas están contenidas en la curva graficada por el método teórico.

La aplicación del programa Iber muestra que para el caudal de un evento de magnitud de 100 años el nivel de lámina de agua es de 2545.21 m.s.n.m, dejando sin galibo y trabajando la estructura a presión de modo de orificio.



a)



b)

Fig.6. 27 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente los Corazones



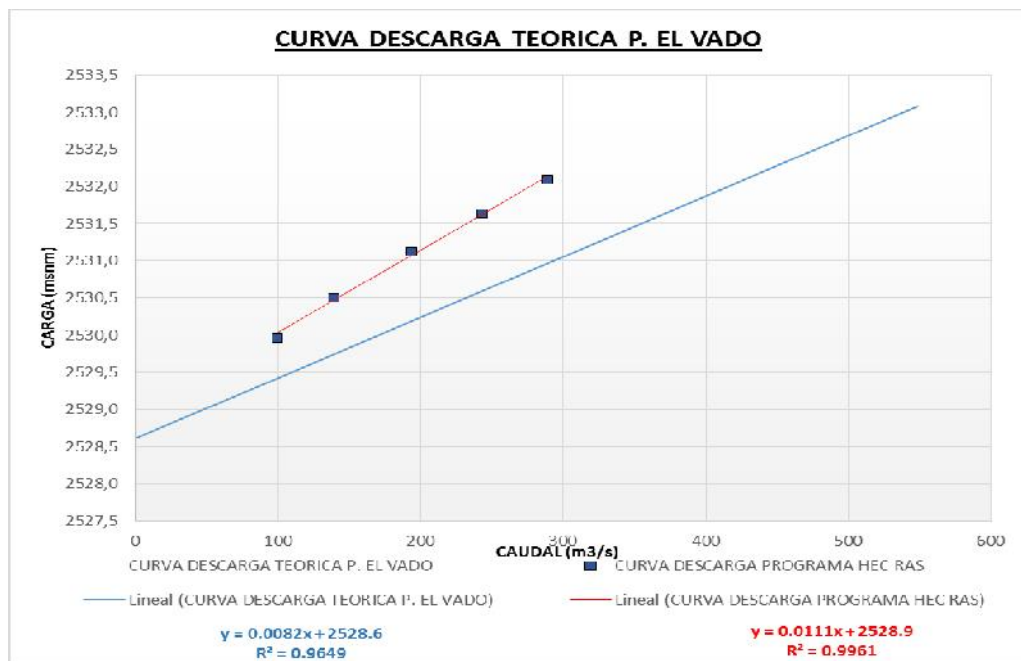
### Puente del Vado

La imagen muestra que la recta generada por el método del programa Hec Ras esta sobre la recta del método teórico, esto indica que para un mismo caudal el método Hec Ras presenta una elevación exactamente mayor a 1 en la lámina de agua en la parte inicial y una elevación de 2 metros en la lámina de agua en la parte final.

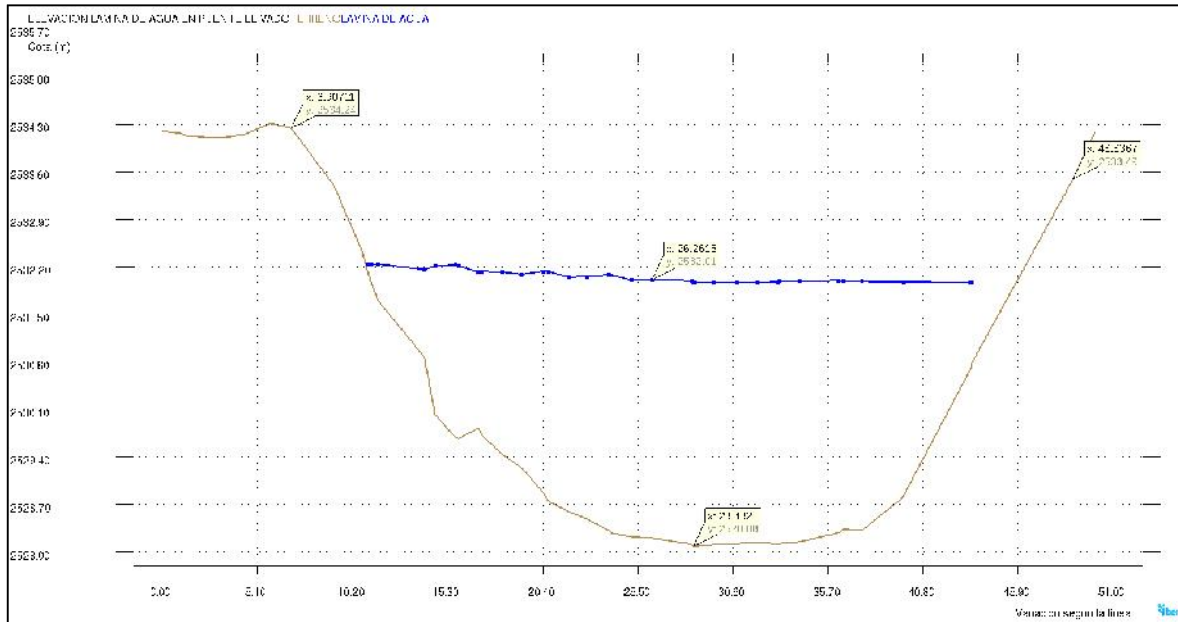
La tendencia de la línea por el método del Hec- Ras difiere en 0.29 %, siendo valores altos para la recta obtenida por el método del Hec - Ras

La extensión de la recta del programa Hec - Ras está contenida totalmente por la recta desde el método teórico, es decir, la sección cara aguas arriba donde está ubicado el puente presenta capacidad hidráulica suficiente para el paso de caudales menores a 500 metros cúbicos antes de entrar en sumersión.

La aplicación del programa Iber muestra que para el caudal de un evento de magnitud de 100 años el nivel de lámina de agua es de 2532. m.s.n.m, dejando un valor de galibo de 1.21 metros y trabajando la estructura a flujo libre.



a)



b)

Fig.6. 28 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente El Vado

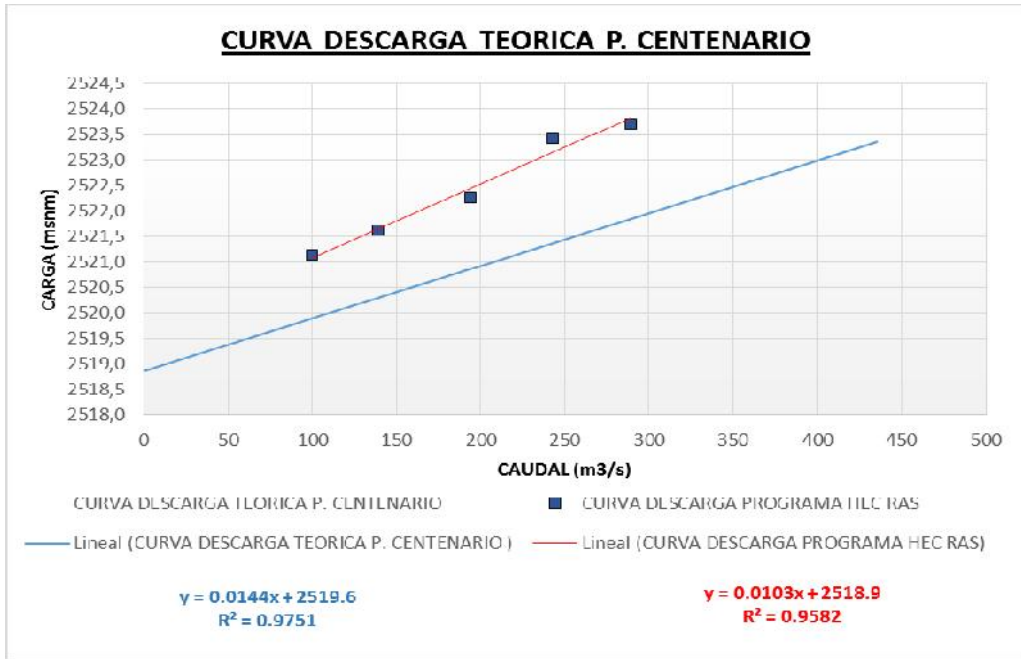
### Puente Centenario

La imagen muestra que la recta generada por el método del programa Hec Ras esta sobre la recta del método teórico, esto indica que para un mismo caudal el método Hec Ras presenta una elevación exactamente mayor a 1 en la lámina de agua en la parte inicial y una elevación de 1.5 metros en la lámina de agua en la parte final.

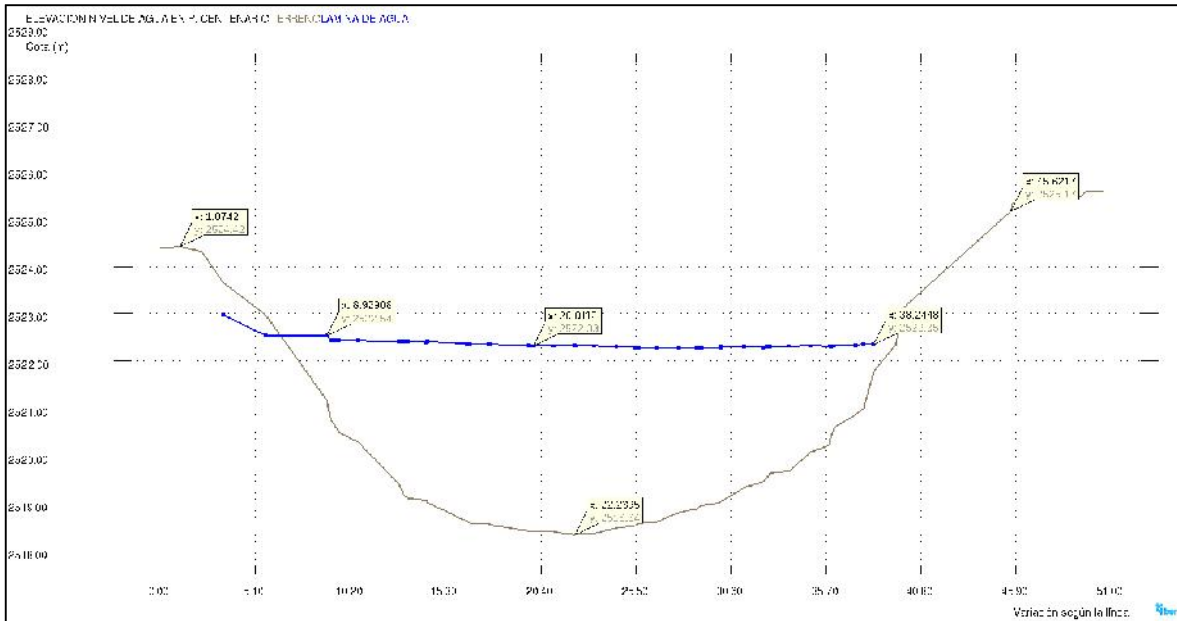
La tendencia de la línea por el método del Hec Ras difiere en 0.41 %, teniendo por resultado valores más altos para la el programa Hec- Ras.

La extensión de la recta del programa Hec-Ras está contenida totalmente por la recta desde el método teórico, aquí se observa que existe una sobreestimación en el programa Hec-Ras ya que para un evento de magnitud de periodo de retorno de 100 años la cota de lámina de agua alcanzada en la modelación del programa Iber es de 2522.33 m.s.n.m la cual es menor a la cota más baja del tablero del puente con cota de 2522.63 m.s.n.m y una diferencia de 0.60 metros.





a)



b)

Fig. 6. 29 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente El Centenario



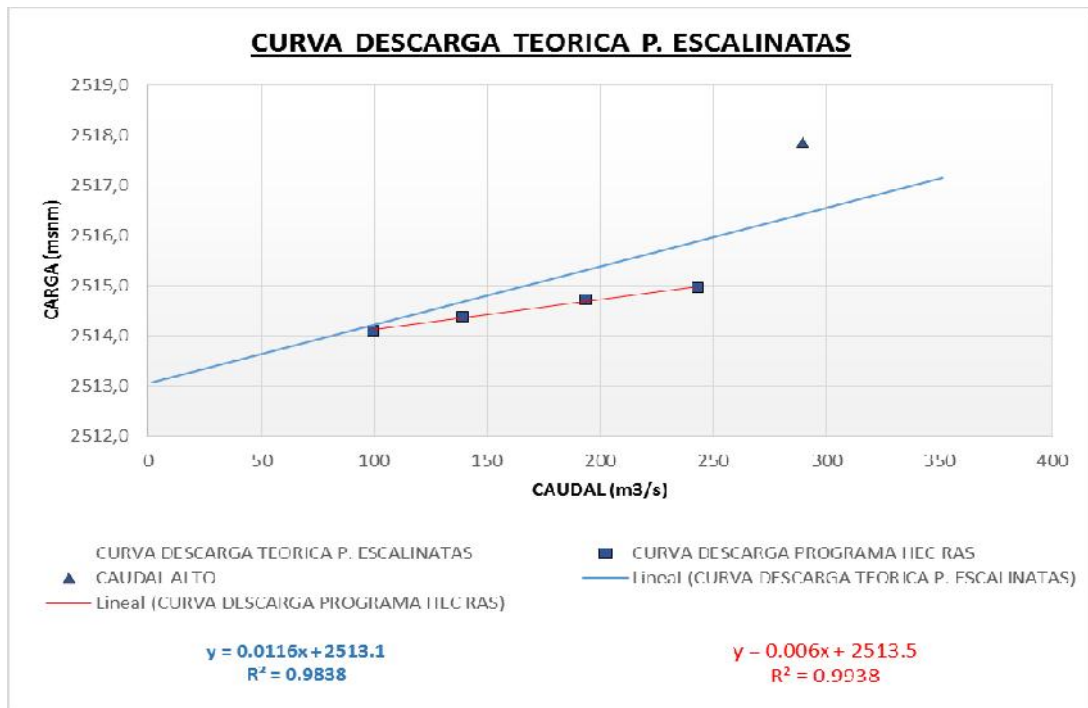
### Puente Escalinatas

La imagen muestra que la recta generada por el método del programa Hec Ras está ubicada bajo la recta del método teórico, esto indica que para un mismo caudal el método Hec Ras presenta una elevación menor a 1 en la lámina de agua en la parte final y una elevación de 0.20 metros en la lámina de agua en la parte inicial.

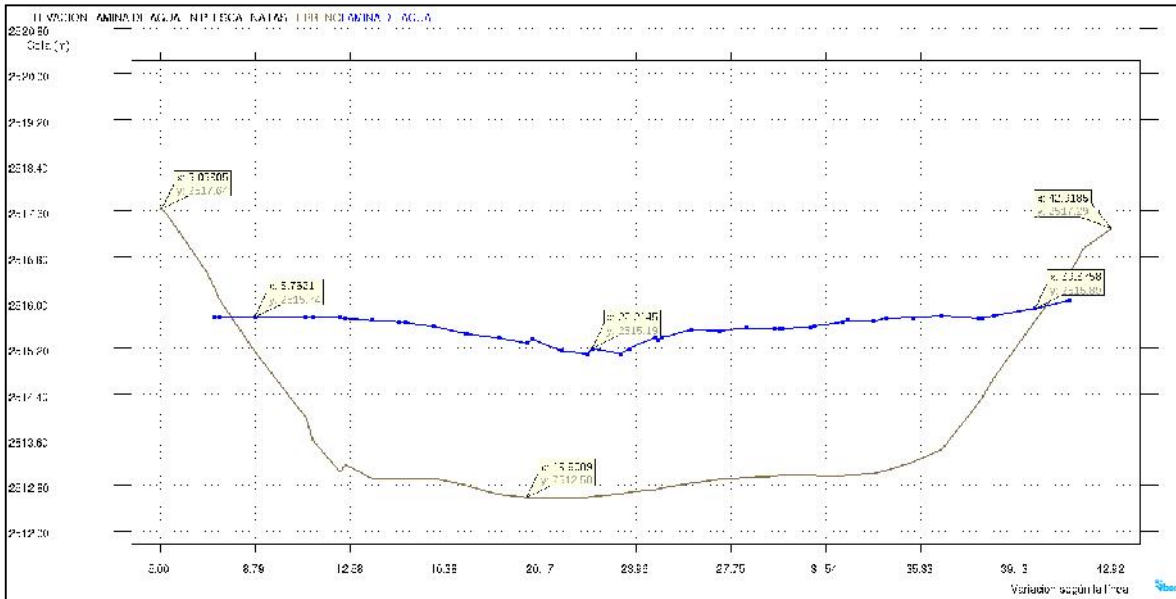
La variación de la pendiente entre las dos rectas es de 0.56% por lo que la tendencia de la recta del Hec es disminuir mientras aumenta el caudal.

La extensión de la recta del programa Hec Ras está contenida totalmente por la recta desde el método teórico, esto es una contradicción y se descarta la recta obtenida por el método teórico.

La aplicación del programa Iber muestra que para el caudal de un evento de magnitud de 100 años el nivel de lámina de agua es de 2515.74 m.s.n.m, dejando un valor de galibo de 2.11 metros y trabajando la estructura a flujo libre.



a)



b)

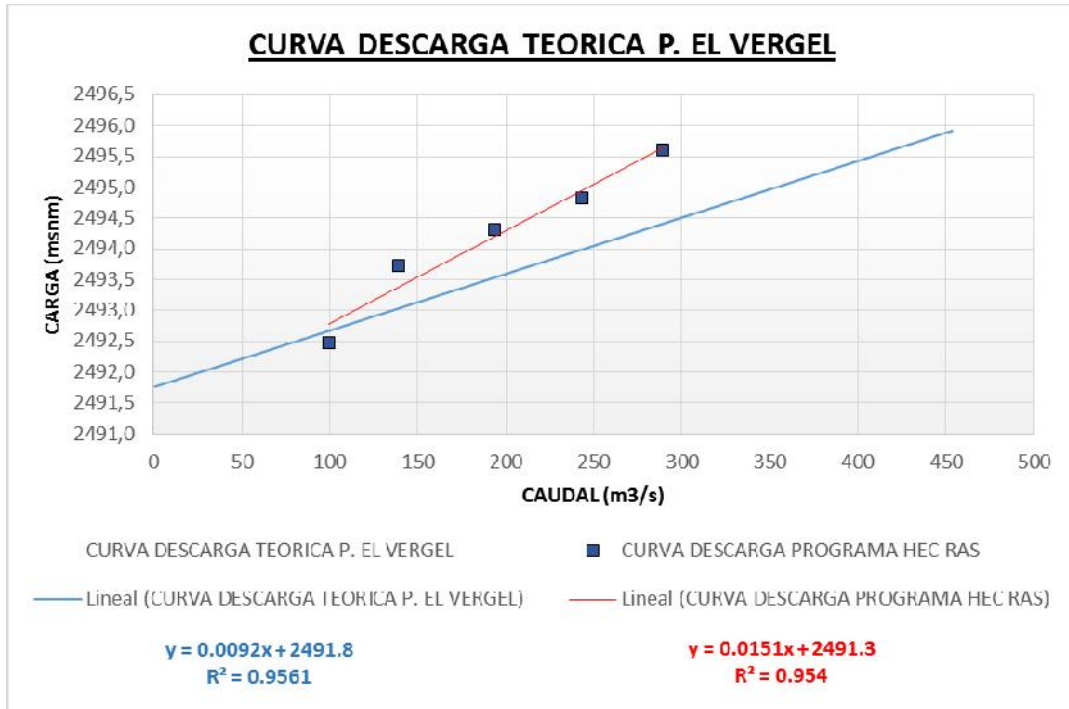
Fig.6. 30 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Las Escalinatas

### Puente Vergel

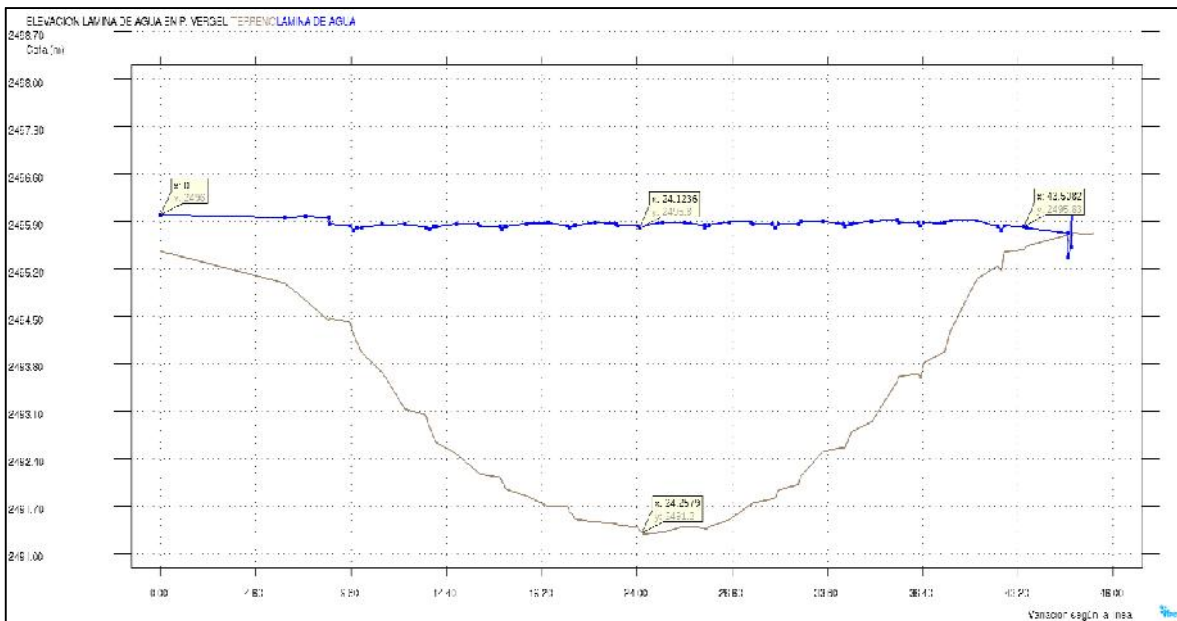
La imagen muestra que la recta generada por el método del programa Hec Ras esta sobre la recta del método teórico, esto indica que para un mismo caudal el método Hec Ras presenta una elevación exactamente mayor a 0.2 en la lámina de agua en la parte inicial y una elevación de 1.20 metros en la lámina de agua en la parte final

La variación de la pendiente entre las dos rectas es de 0.59% por lo que la tendencia de la recta del Hec Ras es aumentar mientras aumenta el caudal.

La aplicación del programa Iber muestra que para el caudal de un evento de magnitud de 100 años el nivel de lámina de agua es de 2495.8 y la cota más baja del tablero del puente es de 2495.40. m.s.n.m, es decir la estructura presenta un comportamiento similar al de una compuerta con la cara aguas arriba de la compuerta.



a)



b)

Fig.6. 31 a) Curva de descarga teórica obtenidas desde Hec-Ras,  
 b) Perfil de sección transversal obtenida desde el Iber para el Puente Vergel



## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

- Se consolidó una base rigurosa topográfica que será de utilidad para seguir ampliando este estudio y caracterizar el comportamiento
- Se establecieron los períodos de retorno para cada estructura según la clasificación de los puentes por su importancia recomendada en la normativa rumana. Para el puente de las Américas se asigna la categoría tres de importancia debido a la funcionalidad que cumple en la actualidad como obra hidrotécnica conectora para el paso del tranvía correspondiéndole un periodo de retorno de 50 años. Los siete puentes restantes deben ser diseñados y chequeados a partir de un periodo de retorno de 20 años.
- A través de la modelación en HEC-RAS se pudieron identificar los niveles a los que llega el agua con los caudales de diseño de 5,10,25,50 y 100 años, con los que se pudo verificar el comportamiento de cada una de las estructuras ya sea a flujo libre, compuerta, orificio o vertedero.
- Para eventos de magnitud igual al período de retorno de 100 años, el puente que posee menor capacidad es el de Balzain con una cota de 2592.73 que lo hace funcionar como vertedero debido a que sobrepasa el nivel más alto de la estructura, en contraste a esta situación los puentes de las Américas y el Vado presentan mejores condiciones de transporte, es decir, paso a flujo libre pero no cumplen con la distancia de resguardo de 2m recomendada en la normativa para el paso de materiales flotantes (árboles, rocas, etc.).
- En cuanto a las curvas de descarga, el método teórico presenta mayor capacidad hidráulica pero menor nivel de lámina de agua. La recta con el programa HEC-RAS considera la sobreelevación producida por las obstrucciones, contracciones y expansiones por las que pasa el flujo generando una sobreestimación y por ende niveles de láminas de agua más alto. La capacidad hidráulica de los puentes entre estos dos métodos queda definida por el modelo HEC-RAS.
- La simulación del modelo IBER establece la mejor aproximación a la realidad con respecto a la capacidad hidráulica de las estructuras ya que para un caudal de 185 m<sup>3</sup>/s ocurrido en el año 2014 presenta un similar comportamiento en los resultados obtenidos para un evento de periodo de retorno de 25 años.



8. ANEXOS:

ANEXO 1. Cálculo de parámetros hidráulicos para curvas de descarga teóricas.

ANÁLISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA								
PUENTE	BALZAIN		RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL				n = 0,036	
AREA FLUJO MAXIMO	43,93 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD LLANURA				n = 0,06	
PERIMETRO MAXIMO	20,28 m		RUGOSIDAD ESTRUCTURA				n = 0,02	
PENDIENTE ASUMIDA	0,007		COTA FONDO				2588,3 msnm	
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /S)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL	VELOCIDAD
2588,40	1,32	13,34	0,10	0,17	3,46	7,17	0,60	0,42
2588,42	1,58	13,39	0,12	0,24	3,46	9,79	0,82	0,47
2588,45	1,98	13,46	0,15	0,34	3,46	14,19	1,19	0,55
2588,50	2,65	13,58	0,20	0,55	3,46	22,88	1,91	0,66
2588,60	3,99	13,83	0,29	1,08	3,46	44,83	3,75	0,86
2588,70	5,35	14,07	0,38	1,74	3,46	72,19	6,04	1,03
2588,80	6,72	14,31	0,47	2,54	3,46	105,22	8,80	1,09
2588,90	8,16	14,65	0,56	3,14	3,46	129,80	10,86	1,12
2589,00	9,57	14,89	0,64	4,04	3,46	167,39	14,01	1,76
2589,10	11,00	15,13	0,73	5,50	3,46	227,45	19,03	1,91
2589,20	12,43	15,38	0,81	6,67	3,46	276,22	23,11	2,05
2589,30	13,88	15,62	0,89	8,73	3,46	361,44	30,24	2,17
2589,40	15,34	15,86	0,97	10,21	3,46	422,75	35,37	2,31
2589,50	16,83	16,11	1,05	13,36	3,46	553,15	46,28	2,75
2589,60	18,32	16,36	1,12	15,24	3,46	630,96	52,79	2,88
2589,70	19,83	16,60	1,20	17,22	3,46	712,82	59,64	3,01
2589,80	21,33	16,84	1,27	18,05	3,46	746,90	62,49	3,01
2589,90	22,88	17,08	1,34	20,06	3,46	830,44	69,48	3,03
2590,00	24,43	17,33	1,41	22,17	3,46	917,46	76,76	3,14
2590,10	25,99	17,57	1,48	24,35	3,46	1007,82	84,32	3,24
2590,20	27,57	17,82	1,55	26,61	3,46	1101,61	92,17	3,32
2590,30	29,16	18,06	1,62	28,96	3,46	1198,58	100,28	3,49
2590,40	30,76	18,30	1,68	30,40	3,46	1258,10	105,26	3,55
2590,50	32,37	18,55	1,75	33,88	3,46	1402,12	117,31	3,62
2590,60	34,01	18,78	1,81	36,45	3,46	1508,62	126,22	3,71
2590,70	35,65	19,03	1,87	39,09	3,46	1618,10	135,38	3,79
2590,80	37,32	19,27	1,94	44,70	3,46	1850,23	154,80	3,89
2590,90	38,98	19,51	2,00	47,69	3,46	1973,80	165,14	4,23
2591,00	40,67	19,76	2,06	50,76	3,46	2100,79	175,77	4,32
2591,10	42,37	20,00	2,12	53,90	3,46	2230,89	186,65	4,41



ANALISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA								
PUENTE		CAZHAPATA		RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL			n = 0,036	
AREA FLUJO MAXIMO		77,82 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD CANALES NATURALES			n = 0,06	
PERIMETRO MAXIMO		26,65 m		RUGOSIDAD ESTRUCTURA			n = 0,02	
PENDIENTE ASUMIDA		0,007		COTA FONDO			2573,34 msnm	
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /S)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL	VELOCIDAD
2573,44	1,98	20,01	0,10	0,26	3,46	10,91	0,91	0,46
2573,54	3,97	20,22	0,20	0,83	3,46	34,42	2,88	0,73
2573,64	5,97	20,43	0,29	1,63	3,46	67,59	5,66	0,95
2573,74	7,97	20,64	0,39	2,62	3,46	108,65	9,09	1,14
2573,84	10,08	20,85	0,48	3,79	3,46	157,05	13,14	1,31
2573,94	11,99	21,06	0,57	5,12	3,46	212,03	17,74	1,47
2574,04	13,87	21,20	0,65	6,88	3,46	284,82	23,83	1,71
2574,14	15,86	21,40	0,74	9,69	3,46	400,88	33,54	2,11
2574,24	17,85	21,60	0,83	11,34	3,46	469,37	39,27	2,20
2574,34	19,83	21,80	0,91	13,44	3,46	556,14	46,53	2,34
2574,54	23,81	22,20	1,07	18,00	3,46	745,11	62,34	0,46
2574,74	27,79	22,60	1,23	23,01	3,46	952,48	79,69	2,86
2574,94	31,77	23,00	1,38	28,43	3,46	1176,82	98,46	3,09
2575,14	35,75	23,40	1,53	33,15	3,46	1372,24	114,81	3,21
2575,34	39,74	23,80	1,67	39,10	3,46	1618,34	135,40	3,40
2575,44	41,73	24,00	1,74	42,19	3,46	1746,23	146,10	3,49
2575,54	43,73	24,20	1,81	45,35	3,46	1877,11	157,05	3,59
2575,74	47,72	24,60	1,94	51,89	3,46	2147,71	179,69	3,76
2575,94	51,72	25,00	2,07	58,69	3,46	2429,42	203,26	3,92
2576,14	55,72	25,40	2,19	65,75	3,46	2721,54	227,70	4,08
2576,34	59,72	25,80	2,32	73,04	3,46	3023,33	252,95	4,23
2576,54	63,72	26,20	2,43	80,56	3,46	3334,33	278,97	4,37
2576,74	67,73	26,60	2,55	88,28	3,46	3654,05	305,72	4,51
2576,94	69,53	27,20	2,56	100,36	3,46	4154,09	347,56	4,99



ANALISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA								
PUENTE		AMERICAS		RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL			n = 0,036	
AREA FLUJO MAXIMO		103,35 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD CANALES NATURALES			n = 0,06	
PERIMETRO MAXIMO		30,28 m		RUGOSIDAD ESTRUCTURA			n = 0,02	
PENDIENTE ASUMIDA		0,007		COTA FONDO			2563,44 msnm	
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /S)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL	VELOCIDAD
2563,54	1,54	15,63	0,10	0,21	3,46	8,50	0,71	0,46
2563,64	3,10	15,86	0,20	0,65	3,46	26,89	2,25	0,72
2563,74	4,67	16,09	0,29	1,27	3,46	52,71	4,41	0,94
2563,84	6,26	16,33	0,38	2,05	3,46	84,74	7,09	1,13
2563,94	7,85	16,56	0,47	2,81	3,46	116,18	9,72	1,22
2564,04	9,45	16,79	0,56	3,78	3,46	156,57	13,10	1,38
2564,14	11,07	17,03	0,65	5,63	3,46	233,07	19,50	1,70
2564,24	12,70	17,26	0,74	7,02	3,46	290,44	24,30	1,91
2564,34	14,34	17,49	0,82	8,52	3,46	352,47	29,49	2,05
2564,44	16,00	17,73	0,90	10,12	3,46	419,05	35,06	2,19
2564,64	19,34	18,20	1,06	13,66	3,46	565,22	47,29	2,44
2564,84	22,73	18,66	1,22	17,57	3,46	727,42	60,86	2,67
2565,04	26,17	19,13	1,37	21,87	3,46	905,03	75,72	2,89
2565,24	29,66	19,59	1,51	26,51	3,46	1097,10	91,79	3,09
2565,44	33,20	20,06	1,66	31,48	3,46	1302,92	109,01	3,28
2565,64	38,10	21,13	1,80	42,09	3,46	1742,05	145,75	3,80
2565,84	41,85	21,59	1,94	48,51	3,46	2007,75	167,98	4,01
2566,04	45,65	22,06	2,07	55,28	3,46	2287,91	191,42	4,19
2566,24	49,50	22,53	2,20	62,38	3,46	2581,93	216,02	4,36
2566,44	53,40	22,99	2,32	69,82	3,46	2889,70	241,77	4,52
2566,94	63,35	24,16	2,62	86,91	3,46	3597,16	300,96	4,70
2567,44	73,60	25,32	2,91	108,11	3,46	4474,94	374,40	5,08
2567,94	84,15	26,49	3,18	131,19	3,46	5430,04	454,31	5,30
2568,44	95,00	27,66	3,44	156,03	3,46	6458,18	540,33	5,60
2568,94	102,85	28,22	3,65	187,70	3,46	7768,99	650,00	6,32





ANALISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA								
PUENTE		CORAZONES		RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL			n = 0,036	
AREA FLUJO MAXIMO		81,62 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD CANALES NATURALES			n = 0,06	
PERIMETRO MAXIMO		27,134 m		RUGOSIDAD ESTRUCTURA			n = 0,02	
PENDIENTE ASUMIDA		0,007		COTA FONDO			2540,72 msnm	
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /S)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL	VELOCIDAD
2540,82	1,54	15,63	0,10	0,21	3,46	8,50	0,71	0,46
2540,92	2,86	14,72	0,19	0,59	3,46	24,62	2,06	0,72
2541,02	4,33	15,08	0,29	1,17	3,46	48,56	4,06	0,94
2541,12	5,84	15,44	0,38	1,90	3,46	78,65	6,58	1,13
2541,22	7,25	15,41	0,47	2,72	3,46	112,71	9,43	1,30
2541,32	8,76	15,69	0,56	3,69	3,46	152,63	12,77	1,45
2541,42	10,29	15,97	0,64	4,76	3,46	197,21	16,50	1,60
2541,52	11,84	16,26	0,73	5,95	3,46	246,46	20,62	1,74
2541,62	13,41	16,54	0,81	7,24	3,46	299,76	25,08	1,87
2541,72	15,00	16,82	0,89	8,63	3,46	357,25	29,89	1,99
2541,82	16,61	17,11	0,97	10,12	3,46	418,69	35,03	2,10
2541,92	18,24	17,39	1,05	11,70	3,46	484,07	40,50	2,22
2542,02	19,89	17,67	1,13	13,37	3,46	553,27	46,29	2,32
2542,12	21,56	17,95	1,20	15,13	3,46	626,18	52,39	2,43
2542,22	23,25	18,24	1,28	16,98	3,46	702,79	58,80	2,52
2542,32	24,96	18,52	1,35	18,92	3,46	782,99	65,51	2,62
2542,42	26,69	18,80	1,42	20,94	3,46	866,66	72,51	2,71
2542,52	28,44	19,09	1,49	23,05	3,46	953,91	79,81	2,80
2542,62	30,21	19,37	1,56	25,24	3,46	1044,75	87,41	2,89
2542,72	32,00	19,65	1,63	26,65	3,46	1102,96	92,28	2,97
2542,92	35,64	20,22	1,76	32,31	3,46	1337,22	111,88	3,13
2543,12	39,36	20,78	1,89	37,43	3,46	1549,14	129,61	3,29
2543,32	43,16	21,35	2,02	42,87	3,46	1774,32	148,45	3,43
2543,52	47,04	21,91	2,15	48,63	3,46	2012,65	168,39	3,57
2543,72	51,00	22,48	2,27	54,70	3,46	2264,12	189,43	3,71
2544,22	61,25	23,89	2,56	71,27	3,46	2949,82	246,80	4,02
2544,72	72,00	25,31	2,85	89,81	3,46	3717,16	311,00	4,31
2545,12	80,96	26,44	3,06	106,04	3,46	4389,12	367,22	4,53



ANALISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA								
PUENTE		EL VADO		RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL			n = 0,036	
AREA FLUJO MAXIMO		112,34 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD CANALES NATURALES			n = 0,06	
PERIMETRO MAXIMO		33,08 m		RUGOSIDAD ESTRUCTURA			n = 0,02	
PENDIENTE ASUMIDA		0,007		COTA FONDO			2528,04 msnm	
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL	VELOCIDAD
2528,14	1,99	20,08	0,10	0,26	3,46	10,95	0,92	0,46
2528,24	4,00	20,36	0,20	0,84	3,46	34,67	2,90	0,73
2528,34	6,03	20,64	0,29	1,65	3,46	68,25	5,71	0,94
2528,44	8,08	20,93	0,39	2,66	3,46	110,08	9,21	1,14
2528,54	10,15	21,21	0,48	3,86	3,46	159,56	13,35	1,31
2528,64	12,24	21,49	0,57	5,22	3,46	216,22	18,09	1,47
2528,74	14,35	21,77	0,66	6,75	3,46	279,32	23,37	1,62
2528,84	16,48	22,06	0,75	8,43	3,46	348,89	29,19	1,77
2528,94	18,63	22,34	0,83	10,25	3,46	424,31	35,50	1,96
2529,04	20,08	22,62	0,89	12,21	3,46	505,58	42,30	2,03
2529,24	25,20	23,19	1,09	16,55	3,46	684,87	57,30	2,27
2529,44	29,68	23,75	1,25	21,39	3,46	885,31	74,07	2,49
2529,64	34,24	24,32	1,41	26,72	3,46	1105,95	92,53	2,78
2529,84	38,88	24,89	1,56	32,52	3,46	1346,07	112,62	2,89
2530,04	43,60	25,45	1,71	38,78	3,46	1605,07	134,29	3,08
2530,44	53,28	26,58	2,01	52,62	3,46	2177,83	182,21	3,42
2530,84	63,28	27,71	2,28	68,17	3,46	2821,46	236,06	3,73
2531,24	73,60	28,85	2,55	85,38	3,46	3533,81	295,66	4,01
2531,64	84,24	29,98	2,81	104,22	3,46	4313,58	360,90	4,28
2532,04	95,20	31,11	3,06	124,66	3,46	5159,92	431,71	4,53
2532,24	100,80	31,67	3,18	135,49	3,46	5607,89	469,19	4,65
2532,64	112,24	32,81	3,42	158,33	3,46	6553,20	548,28	4,88



ANALISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA								
PUENTE	EL CENTENARIO			RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL			n = 0,036	
AREA FLUJO MAXIMO	94,45 m <sup>2</sup>			RUGOSIDAD CANALES NATURALES			n = 0,06	
PERIMETRO MAXIMO	28,31 m			RUGOSIDAD ESTRUCTURA			n = 0,02	
PENDIENTE ASUMIDA	0,007			COTA FONDO			2518,3 msnm	
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /S)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL	VELOCIDAD
2518,40	1,51	15,28	0,10	0,21	3,46	8,53	0,71	0,47
2518,50	3,04	15,56	0,20	0,65	3,46	27,01	2,26	0,74
2518,60	4,59	15,84	0,29	1,29	3,46	53,31	4,46	0,96
2518,70	6,16	16,13	0,38	2,07	3,46	85,70	7,17	1,16
2518,80	7,75	16,41	0,47	3,00	3,46	124,18	10,39	1,34
2518,90	9,36	16,69	0,56	4,07	3,46	168,29	14,08	1,50
2519,00	10,99	16,97	0,65	5,25	3,46	217,41	18,19	1,65
2519,10	12,64	17,26	0,73	6,56	3,46	271,56	22,72	1,79
2519,20	14,31	17,54	0,82	7,98	3,46	330,36	27,64	1,93
2519,30	16,00	17,82	0,90	9,51	3,46	393,71	32,94	2,05
2519,50	19,44	18,39	1,06	12,89	3,46	533,43	44,63	2,29
2519,70	22,96	18,95	1,21	16,67	3,46	690,01	57,73	2,51
2519,90	26,56	19,52	1,36	20,84	3,46	862,48	72,16	2,71
2520,10	30,24	20,09	1,51	25,38	3,46	1050,49	87,89	2,90
2520,30	34,00	20,65	1,65	30,29	3,46	1253,68	104,89	3,08
2520,80	43,75	22,07	1,98	44,12	3,46	1826,07	152,78	3,49
2521,30	54,00	23,48	2,30	60,12	3,46	2488,38	208,19	3,85
2521,90	66,96	25,18	2,66	82,13	3,46	3399,54	284,43	4,24
2522,50	80,64	26,87	3,00	107,20	3,46	4437,05	371,23	4,60
2522,90	90,16	28,01	3,22	125,61	3,46	5199,12	434,99	4,80



ANALISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA									
PUENTE	ESCALINATAS		RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL				n = 0,036		
AREA F. MAXIMO DER	43,53 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD CANALES NATURALES				n = 0,06		
AREA F. MAXIMO IZQ	30,61 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD ESTRUCTURA				n = 0,02		
PERIMETRO MAX DER	18,06 m		PENDIENTE ASUMIDA				S = 0,007		
PERIMETRO MAX IZQ	16,05 m		COTA FONDO				2512,64 msnm		
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /S)	Q(m <sup>3</sup> /S)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL PAR.	CAUDAL TOT.	VELOCIDAD
2512,74	1,02	10,40	0,10	0,21	3,46	17,07	0,71	1,43	0,47
2512,84	2,04	10,60	0,19	0,45	3,46	37,03	1,55	3,10	0,75
2512,94	3,06	10,80	0,28	0,87	3,46	71,71	3,00	6,00	0,98
2513,04	4,08	11,00	0,37	1,38	3,46	114,50	4,79	9,58	1,17
2513,14	5,10	11,20	0,46	1,98	3,46	164,22	6,87	13,74	1,34
2513,24	6,12	11,40	0,54	2,66	3,46	220,14	9,21	18,42	1,50
2513,34	7,14	11,60	0,62	3,40	3,46	281,36	11,77	23,54	1,65
2513,44	8,16	11,80	0,69	4,20	3,46	347,33	14,53	29,06	1,78
2513,54	9,18	12,00	0,77	5,05	3,46	418,09	17,49	34,98	1,90
2513,64	10,20	12,20	0,84	5,85	3,46	484,31	20,26	40,52	2,02
2513,84	12,24	12,60	0,97	7,90	3,46	653,79	27,35	54,70	2,23
2514,04	14,28	13,00	1,10	10,00	3,46	827,82	34,63	69,26	2,38
2514,24	16,32	13,40	1,22	12,24	3,46	1013,55	42,40	84,80	2,59
2514,44	18,36	13,80	1,33	14,61	3,46	1209,33	50,59	101,18	2,75
2514,64	20,40	14,20	1,44	17,09	3,46	1414,43	59,17	118,34	2,90
2515,14	25,50	15,20	1,68	23,68	3,46	1960,65	82,02	164,04	3,21
2515,64	30,60	16,20	1,89	30,76	3,46	2546,32	106,52	213,04	3,48
2516,44	38,76	17,80	2,18	42,84	3,46	3546,24	148,35	296,70	3,82
2516,64	40,80	18,20	2,24	45,97	3,46	3805,85	159,21	318,42	3,90
2516,94	43,86	18,80	2,33	50,75	3,46	4201,47	175,76	351,52	4,00

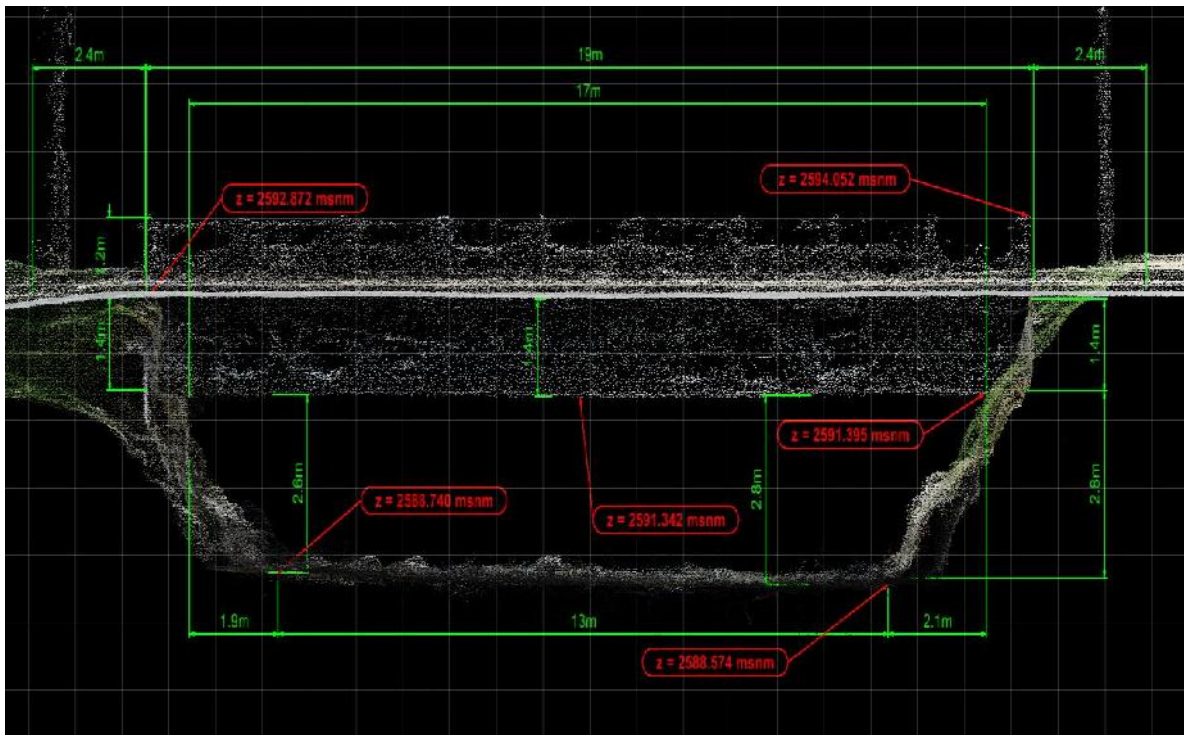


ANALISIS CAPACIDAD HIDRAULICA PUENTES SOBRE RIO TOMBAMBA								
PUENTE		BALZAIN		RUGOSIDAD CANAL PRINCIPAL			n = 0,036	
AREA FLUJO MAXIMO		96,14 m <sup>2</sup>		RUGOSIDAD CANALES NATURALES			n = 0,06	
PERIMETRO MAXIMO		37,3 m		RUGOSIDAD ESTRUCTURA			n = 0,02	
PENDIENTE ASUMIDA		0,006		COTA FONDO			2491,2 msnm	
h(m)	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	FG	FH	K	Q(m <sup>3</sup> /S)	V(m/s)
ALTURA	AREA MOJ	PERIMETRO	RAD. HIDRA.	F. GEOM.	F. HIDR.	COND. HIDR.	CAUDAL	VELOCIDAD
2491,30	1,60	16,24	0,10	0,24	3,21	10,07	0,78	0,48
2491,40	3,23	16,58	0,20	0,77	3,21	31,89	2,47	0,76
2491,50	4,89	16,93	0,29	1,52	3,21	62,87	4,87	0,99
2491,60	6,58	17,27	0,38	2,46	3,21	101,73	7,88	1,20
2491,70	8,30	17,62	0,47	3,57	3,21	147,69	11,44	1,37
2491,80	10,04	17,96	0,56	4,84	3,21	200,36	15,52	1,54
2491,90	11,81	18,30	0,65	6,27	3,21	259,49	20,10	1,70
2492,00	13,61	18,65	0,73	7,84	3,21	324,56	25,14	1,84
2492,10	15,44	18,99	0,81	9,56	3,21	395,56	30,64	1,98
2492,20	17,30	19,34	0,90	11,41	3,21	472,25	36,58	2,11
2492,40	21,09	20,02	1,05	15,52	3,21	642,27	49,75	2,35
2492,60	25,00	20,71	1,21	20,14	3,21	833,60	64,57	2,58
2492,80	29,02	21,40	1,36	25,27	3,21	1045,71	81,00	2,79
2493,00	33,15	22,09	1,50	30,88	3,21	1278,21	99,01	2,98
2493,20	37,40	22,78	1,64	36,98	3,21	1530,73	118,57	3,17
2493,70	48,50	24,50	1,98	54,33	3,21	2248,78	174,19	3,59
2494,20	60,30	26,22	2,30	74,65	3,21	3089,74	239,33	3,96
2494,70	72,80	27,94	2,61	97,95	3,21	4053,98	314,02	4,31
2495,20	86,00	29,66	2,90	124,25	3,21	5142,81	398,36	4,63
2495,50	94,25	30,69	3,07	141,50	3,21	5856,60	453,65	4,81



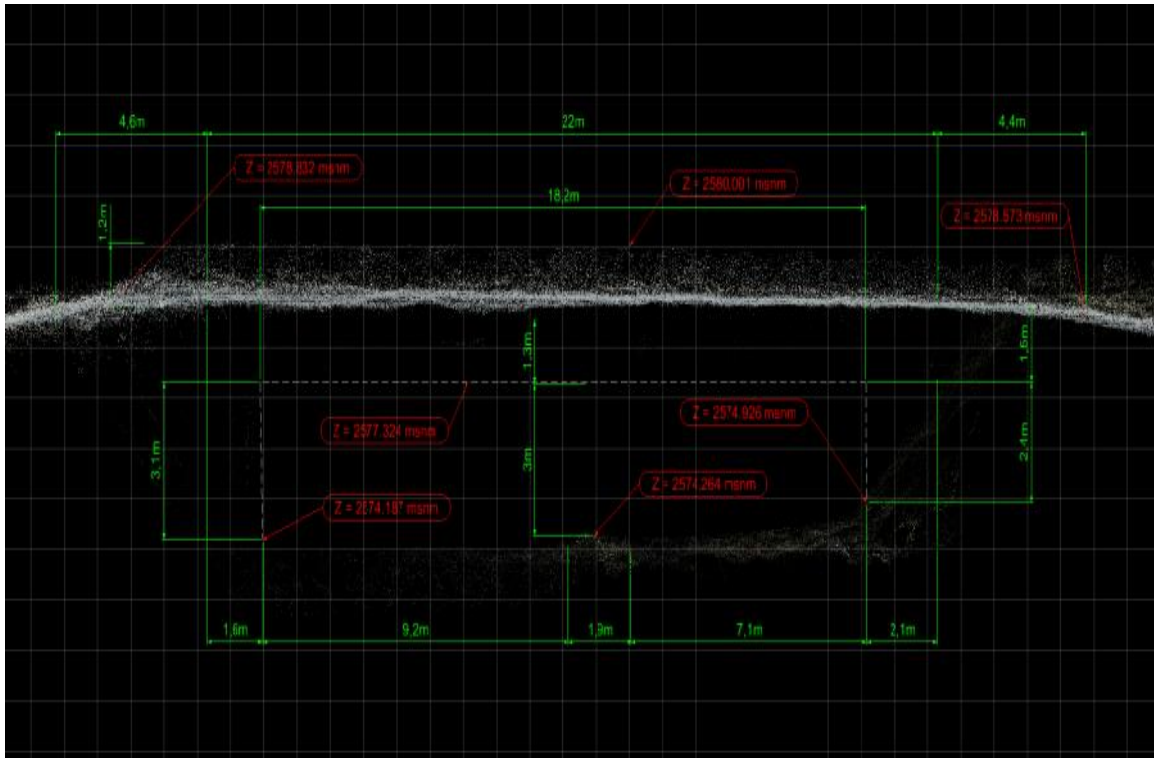
## ANEXO. 2 Modelos en tres dimensiones y vista en perfil de los puntos

### 1. PUENTE BALZAIN





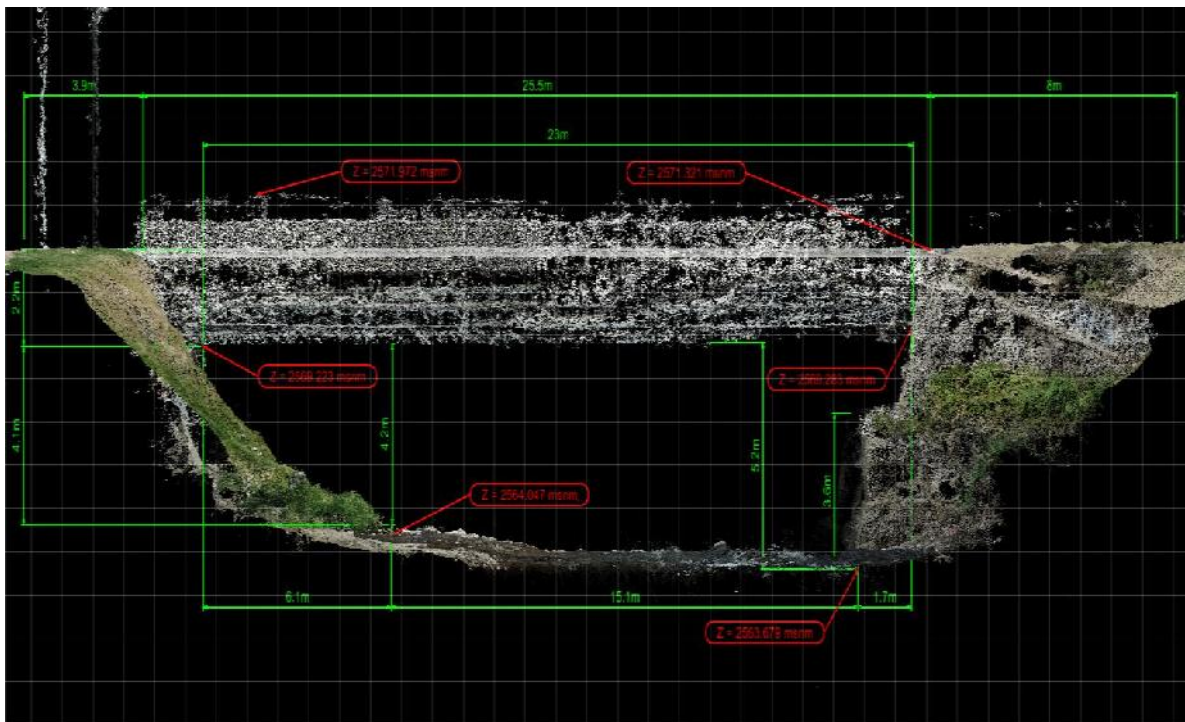
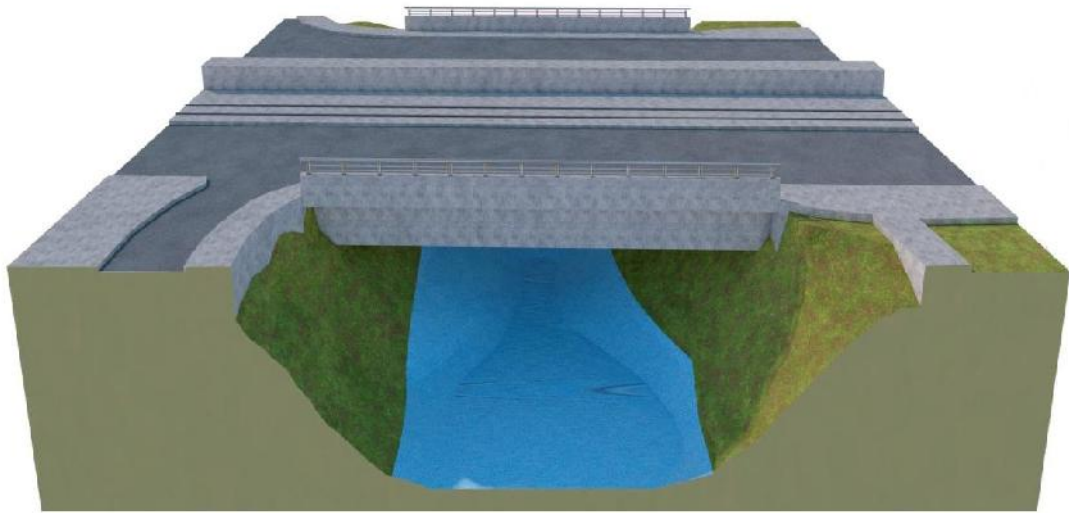
## 2. PUENTE CAZHAPATA



## 3. PUENTE



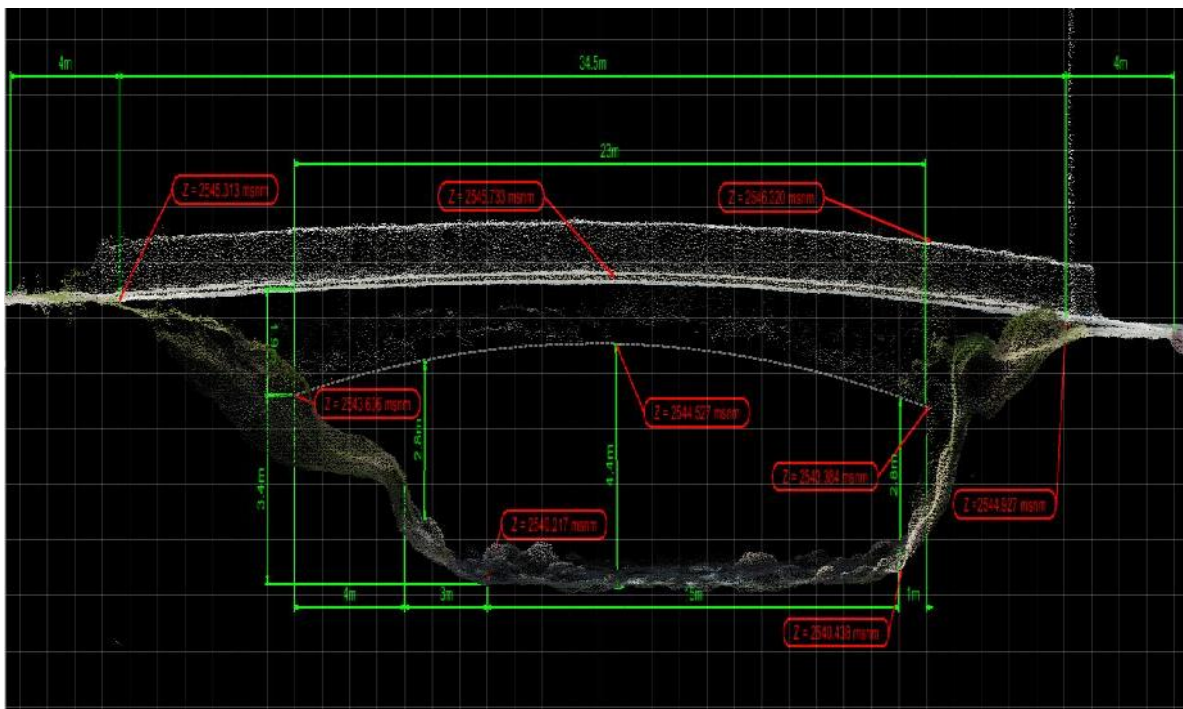
#### 4. PUENTE DE LAS AMÉRICAS





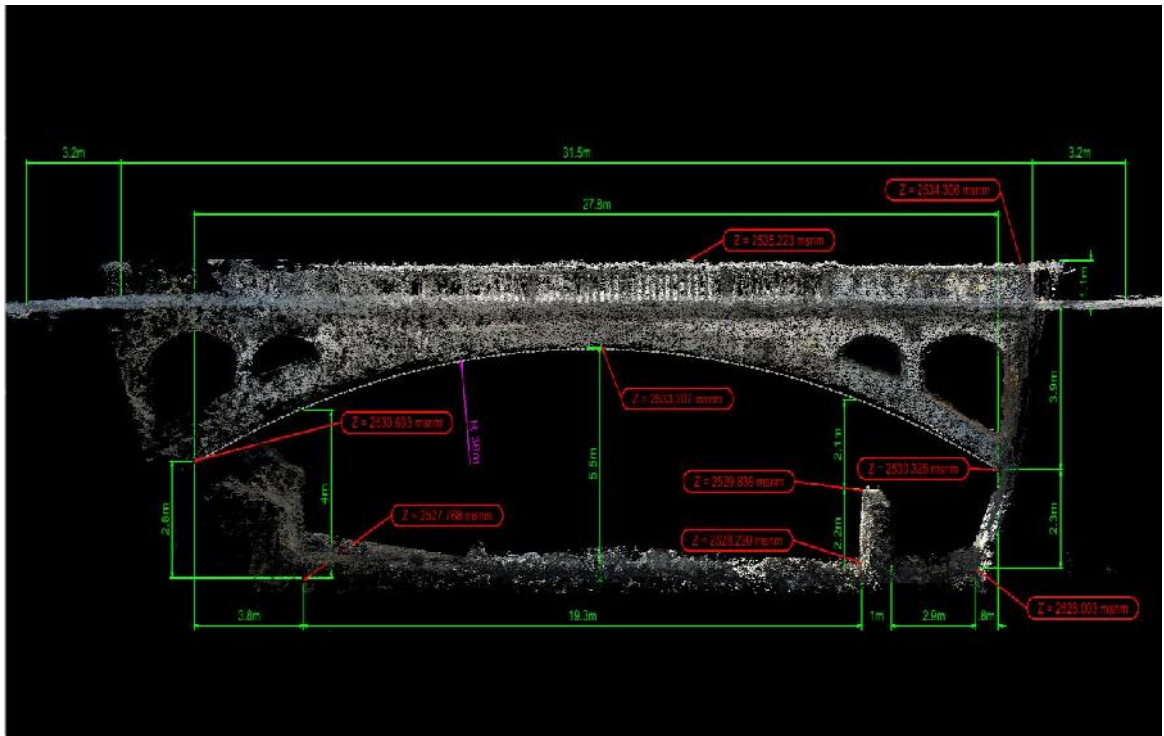
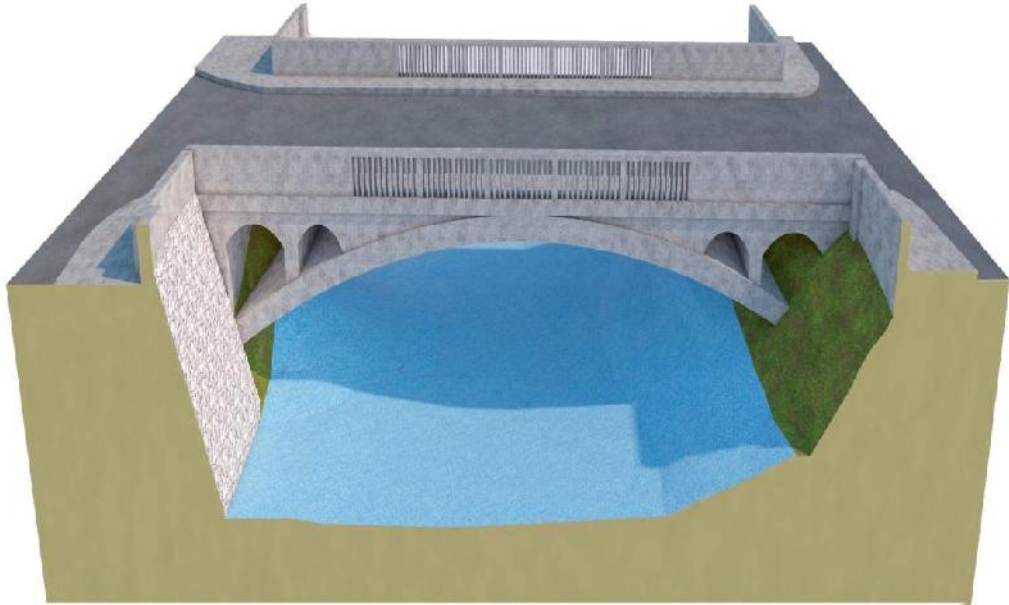


### 5. PUENTE DE LOS CORAZONES



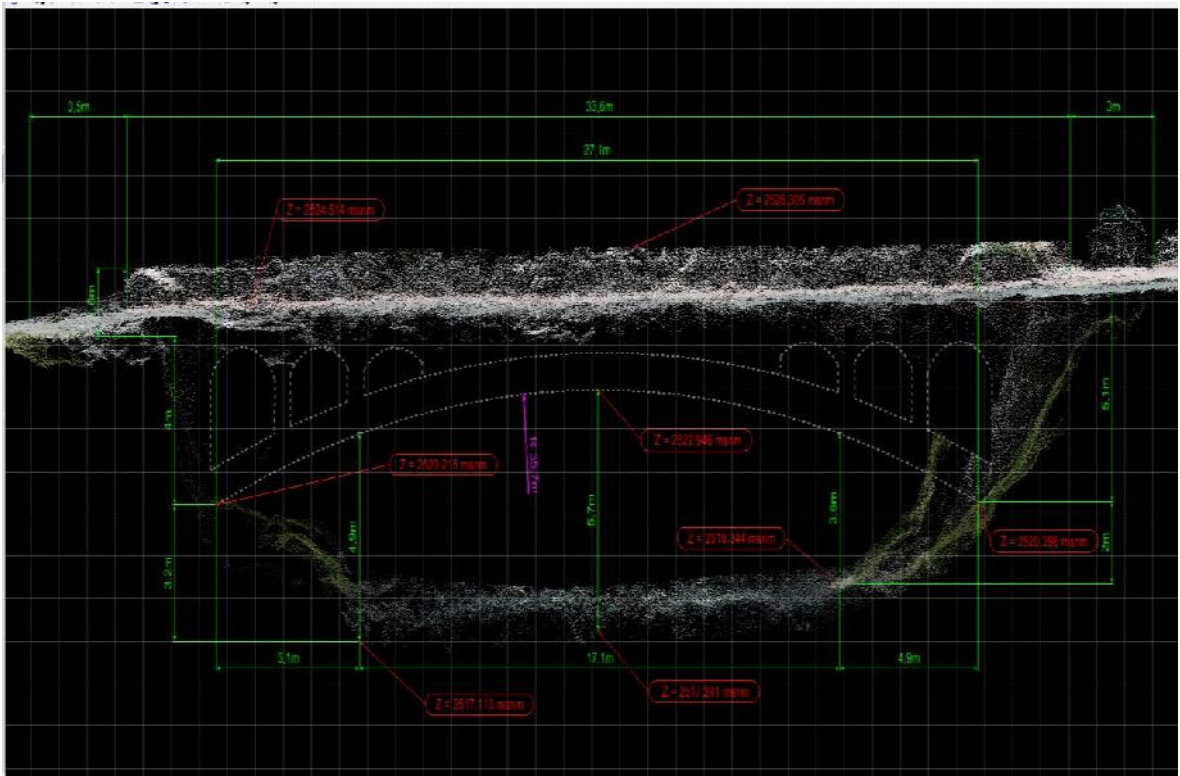


## 6. PUENTE DEL VADO



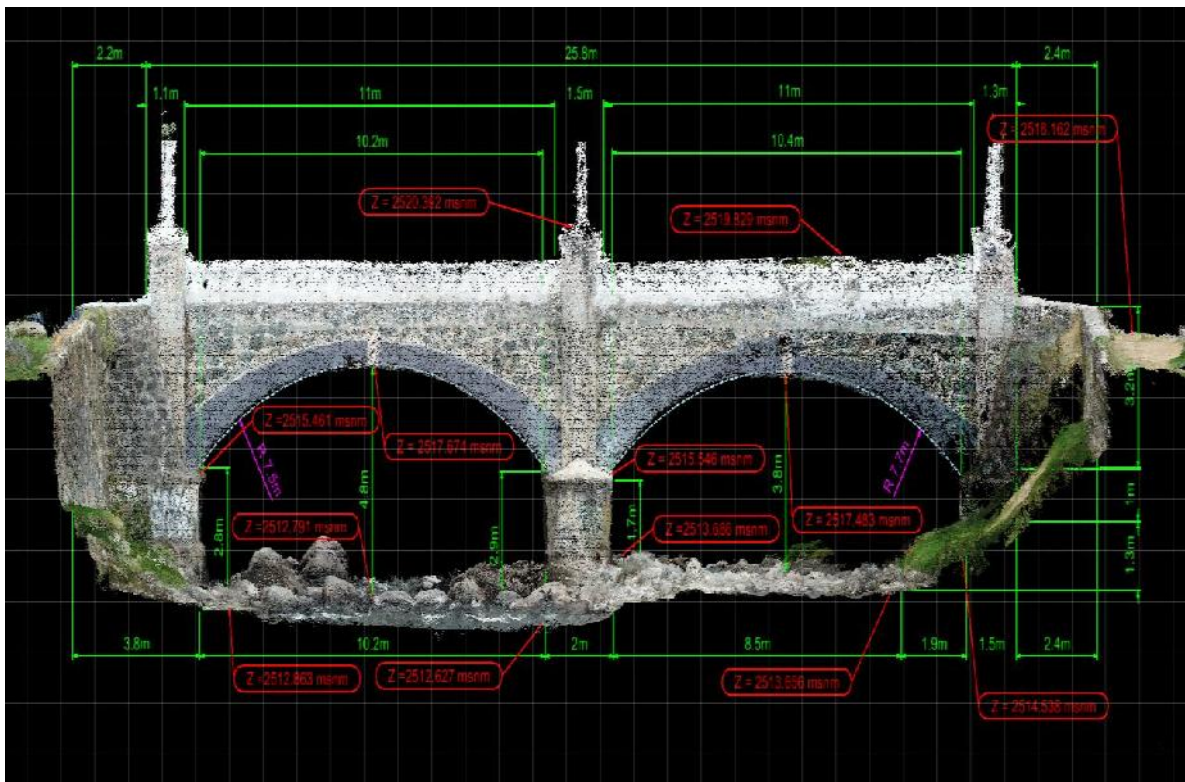


## 7. PUENTE DEL CENTENARIO





### 8. PUENTE DE LAS ESCALINATAS





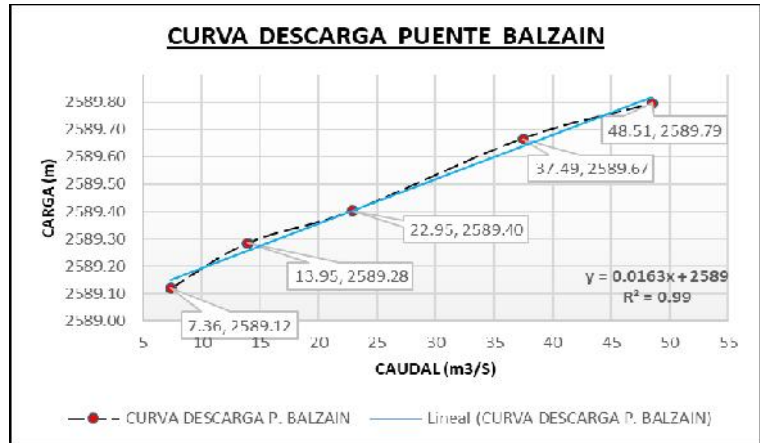
### 9. PUENTE DEL VERGEL



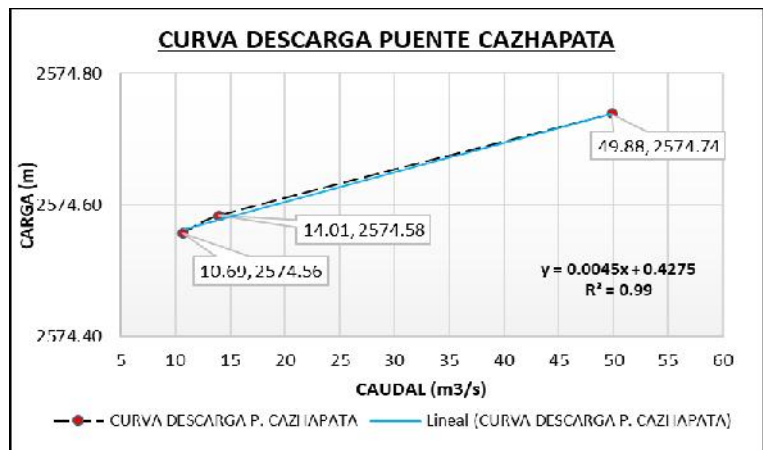


ANEXO. 3 curvas de aforos para la calibración del modelo Hec-Ras.

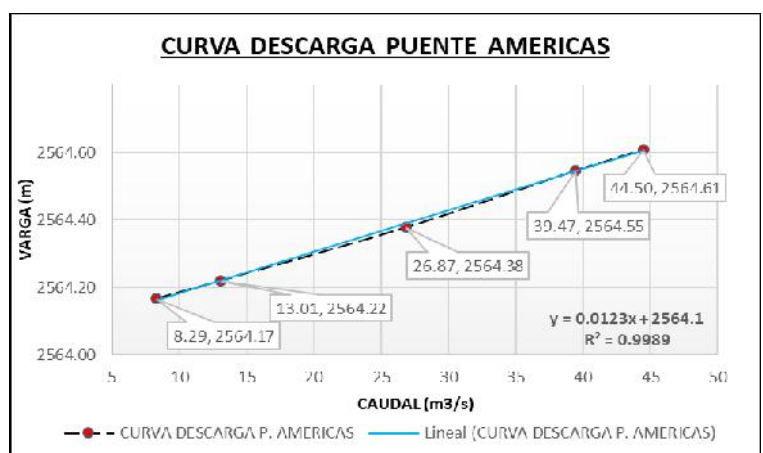
AFORO PUENTE BALZAIN		
CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m3/s)
0.55	0.93	7.36
0.71	1.38	13.95
0.83	1.92	22.95
1.09	2.43	37.49
1.22	4.16	48.51



AFORO PUENTE CAZHAPATA		
CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m3/s)
0.47	1.10	10.69
0.50	1.28	14.01
0.65	3.50	49.88

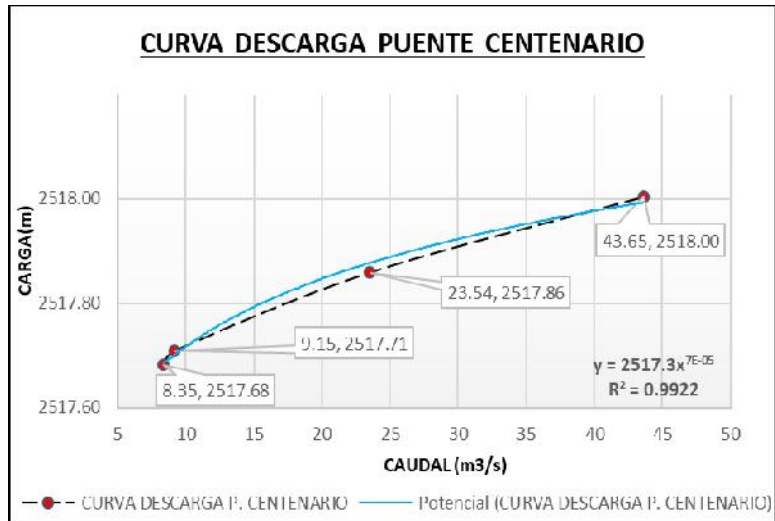


AFORO PUENTE AMERICAS (FERIA LIBRE)		
CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m3/s)
0.49	0.75	8.29
0.54	1.01	13.01
0.70	1.54	26.87
0.87	1.91	39.47
0.93	3.79	44.50

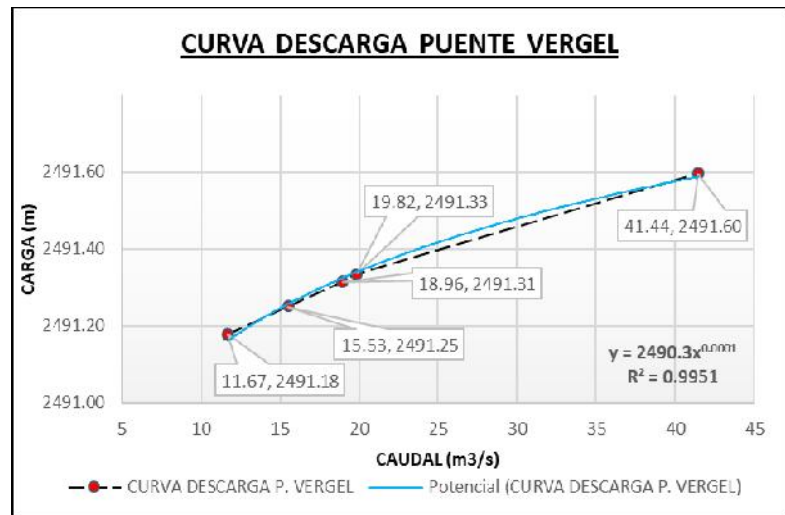




AFORO PUENTE CENTENARIO		
CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m3/S)
0.44	0.93	8.35
0.47	1.00	9.15
0.62	1.52	23.54
0.76	3.37	43.65

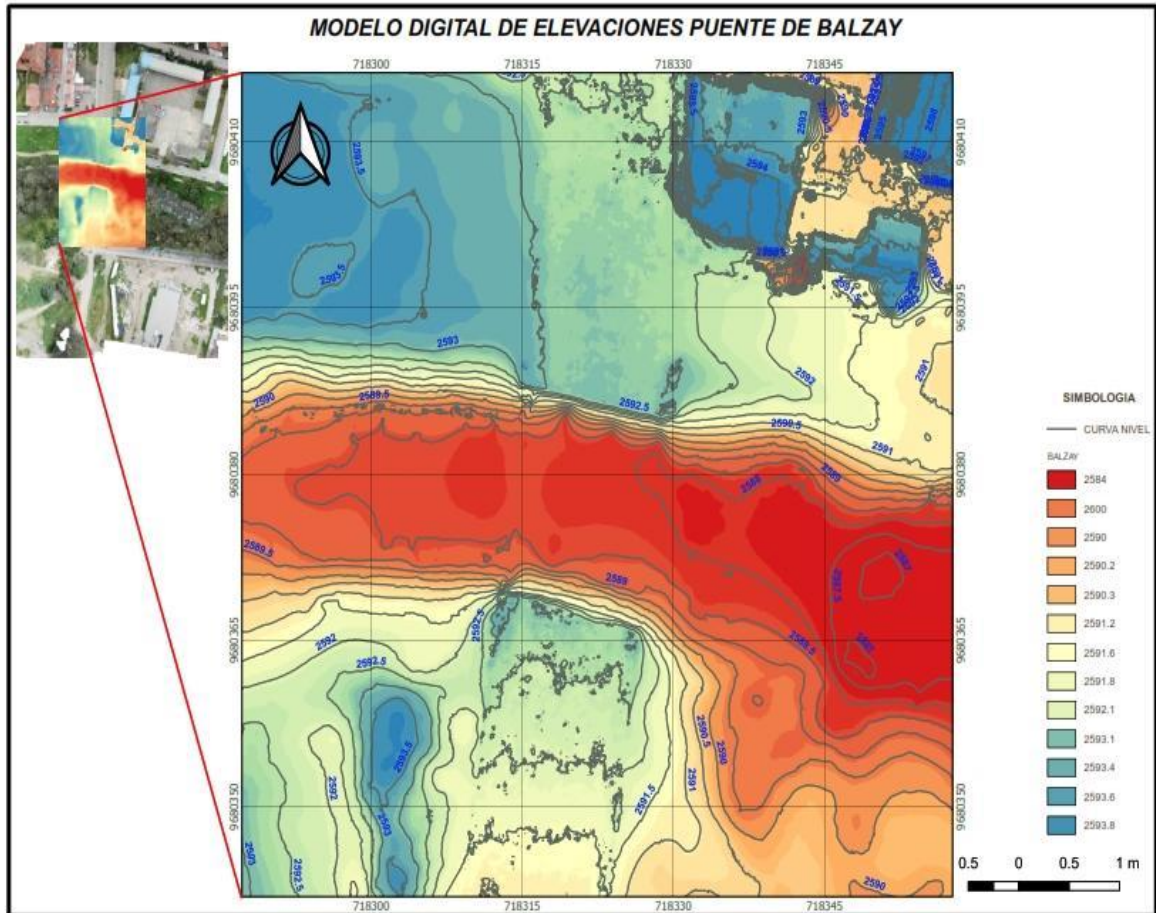


AFORO PUENTE VERGEL		
CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m3/S)
0.49	1.09	11.67
0.56	1.14	15.53
0.63	1.34	18.96
0.65	1.45	19.82
0.91	3.50	41.44

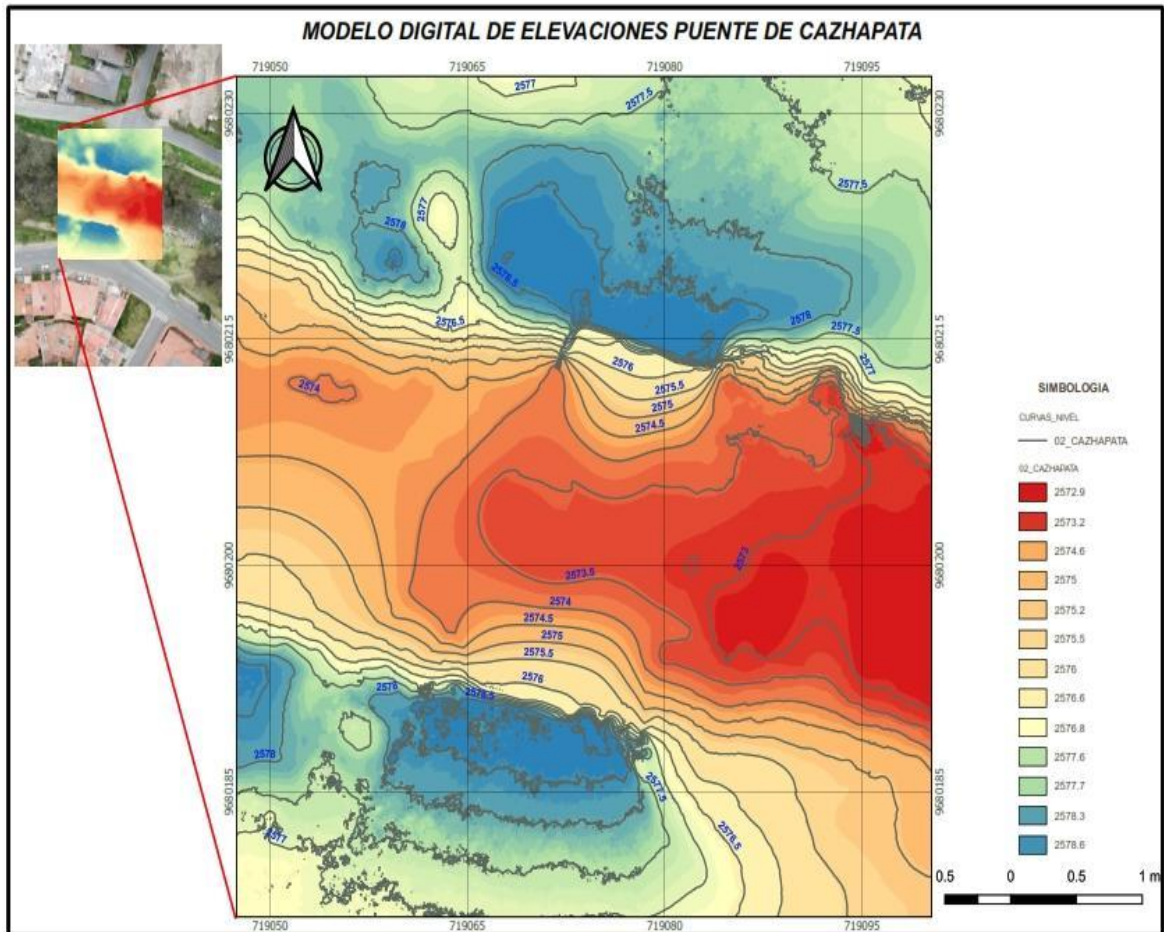


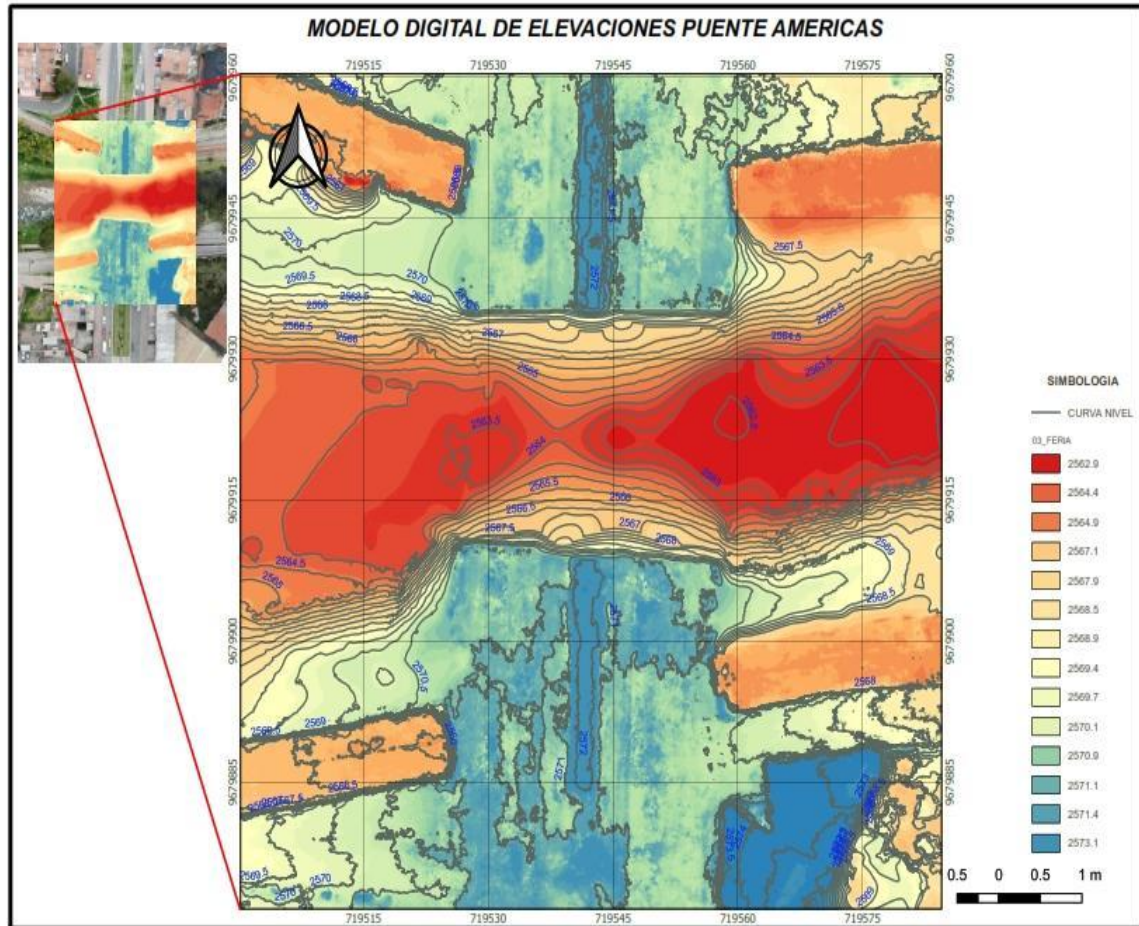


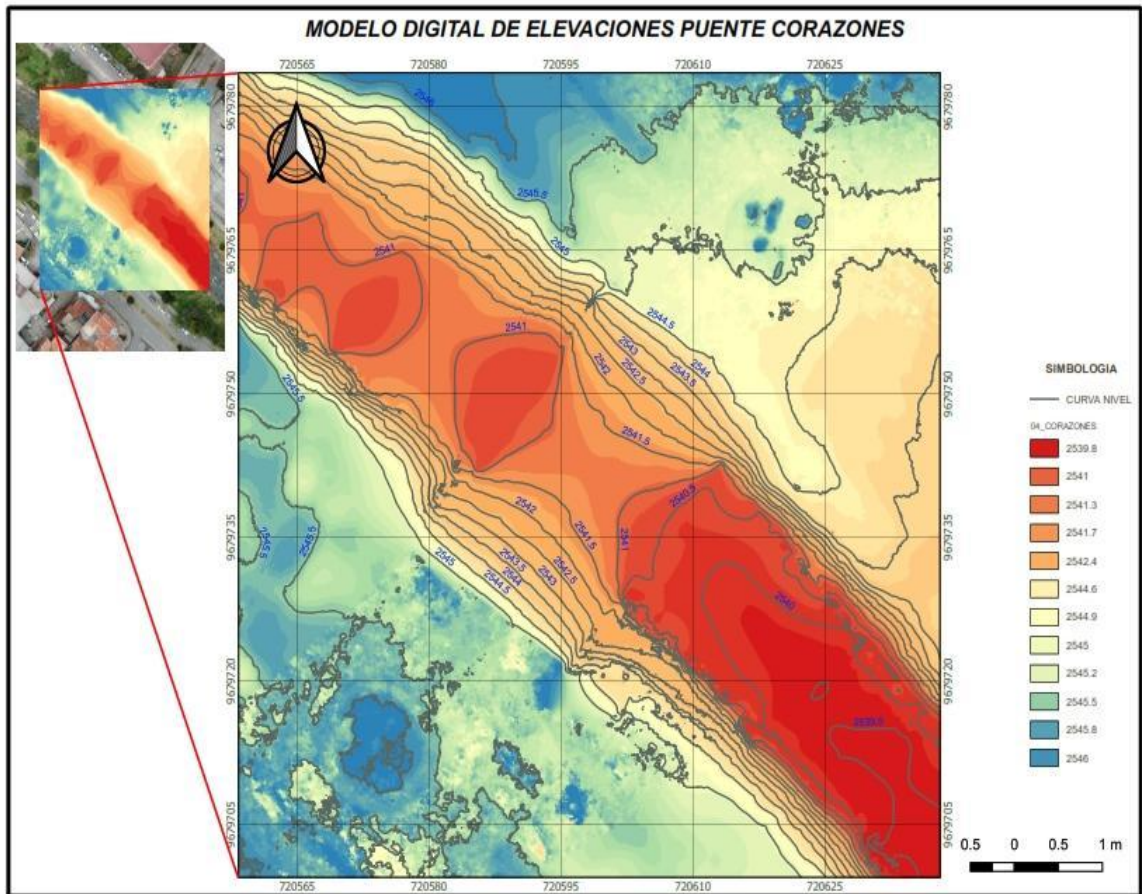
ANEXO 4. Modelos digitales de terreno obtenidos en el proceso de topografía.

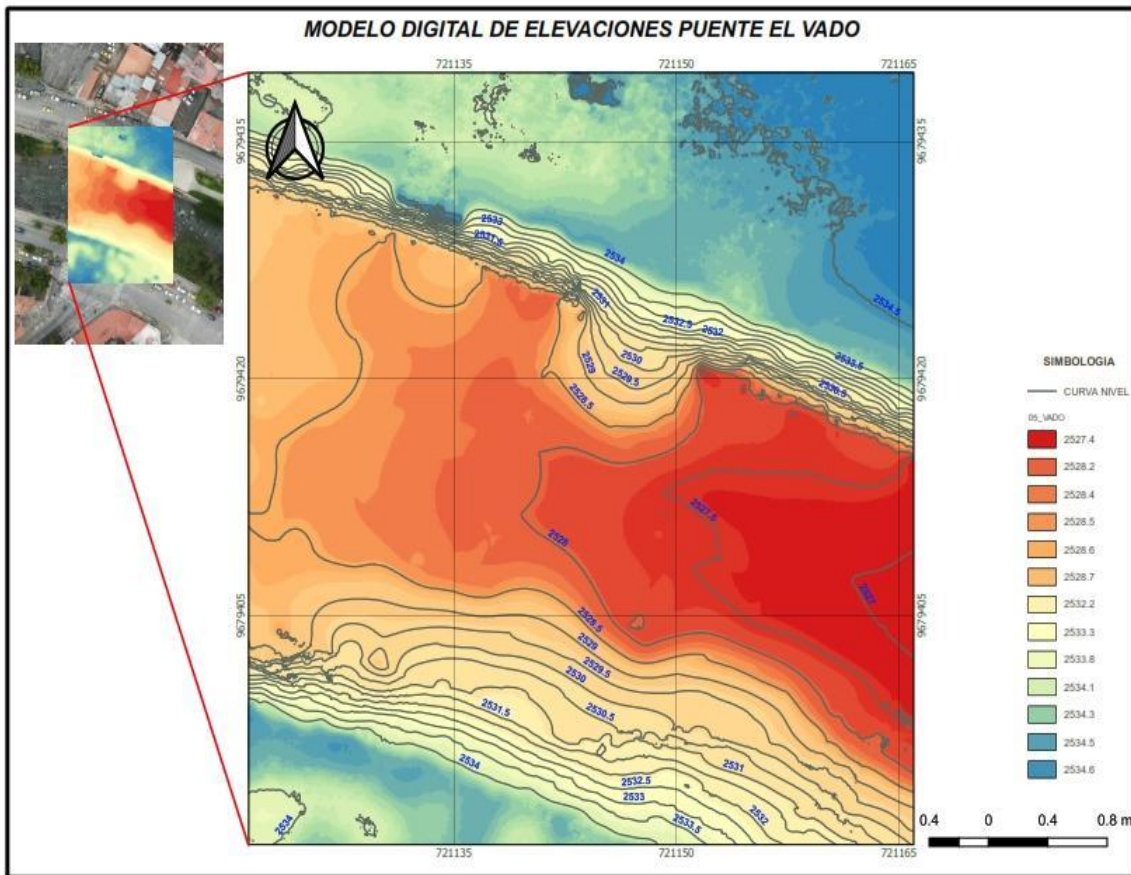


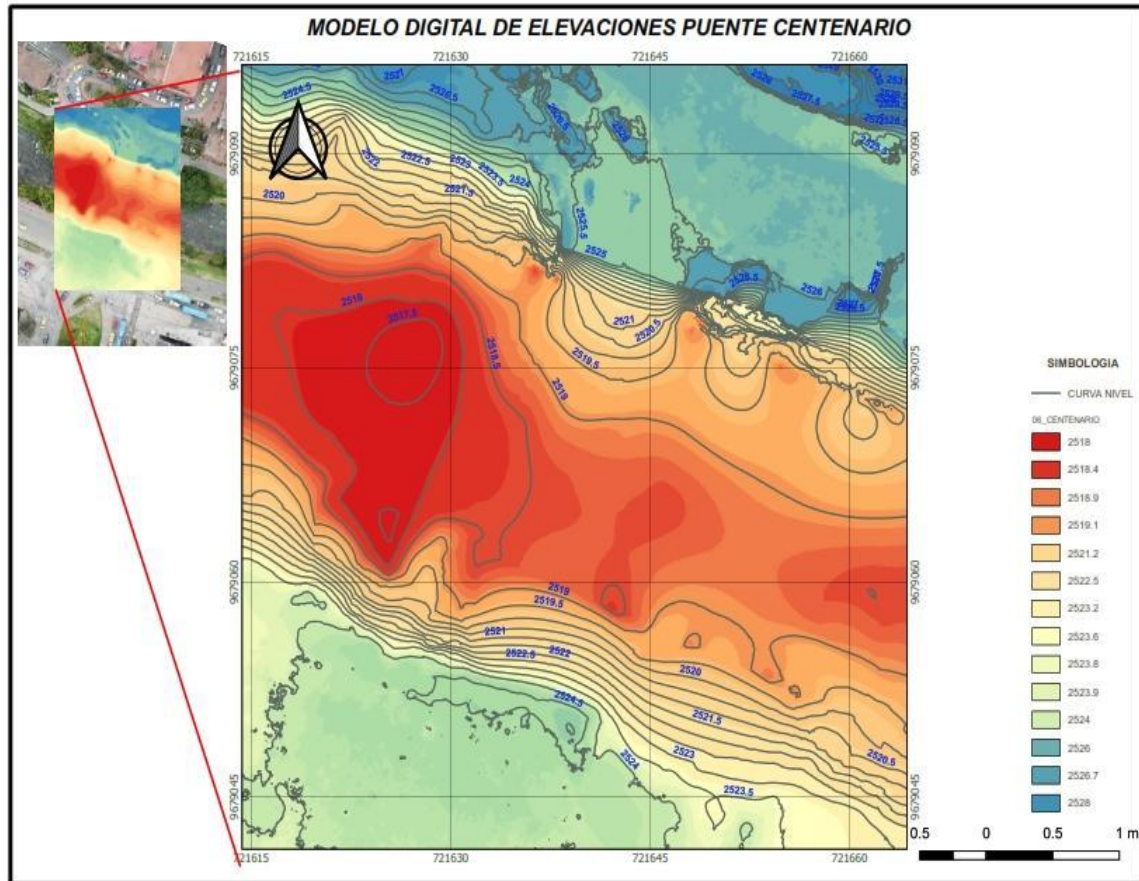


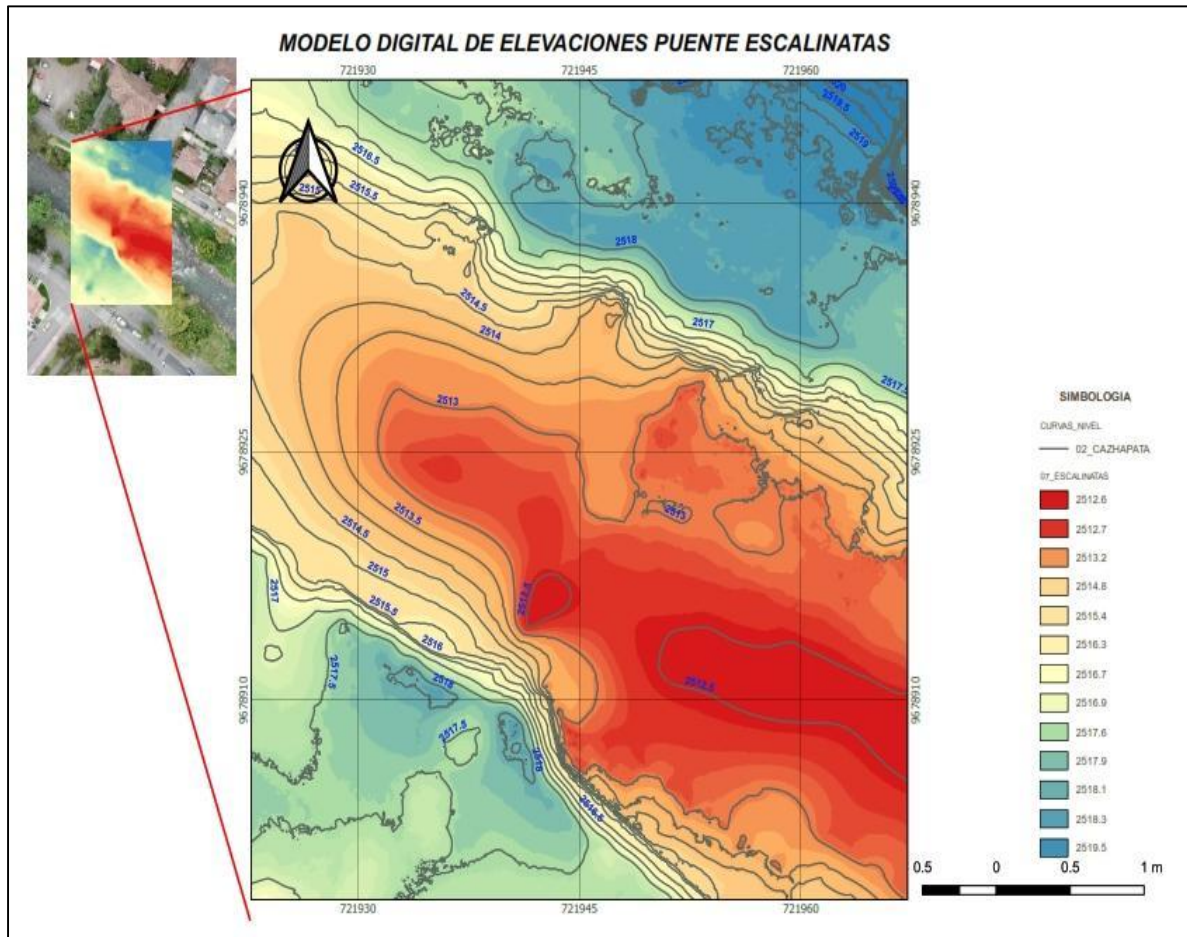


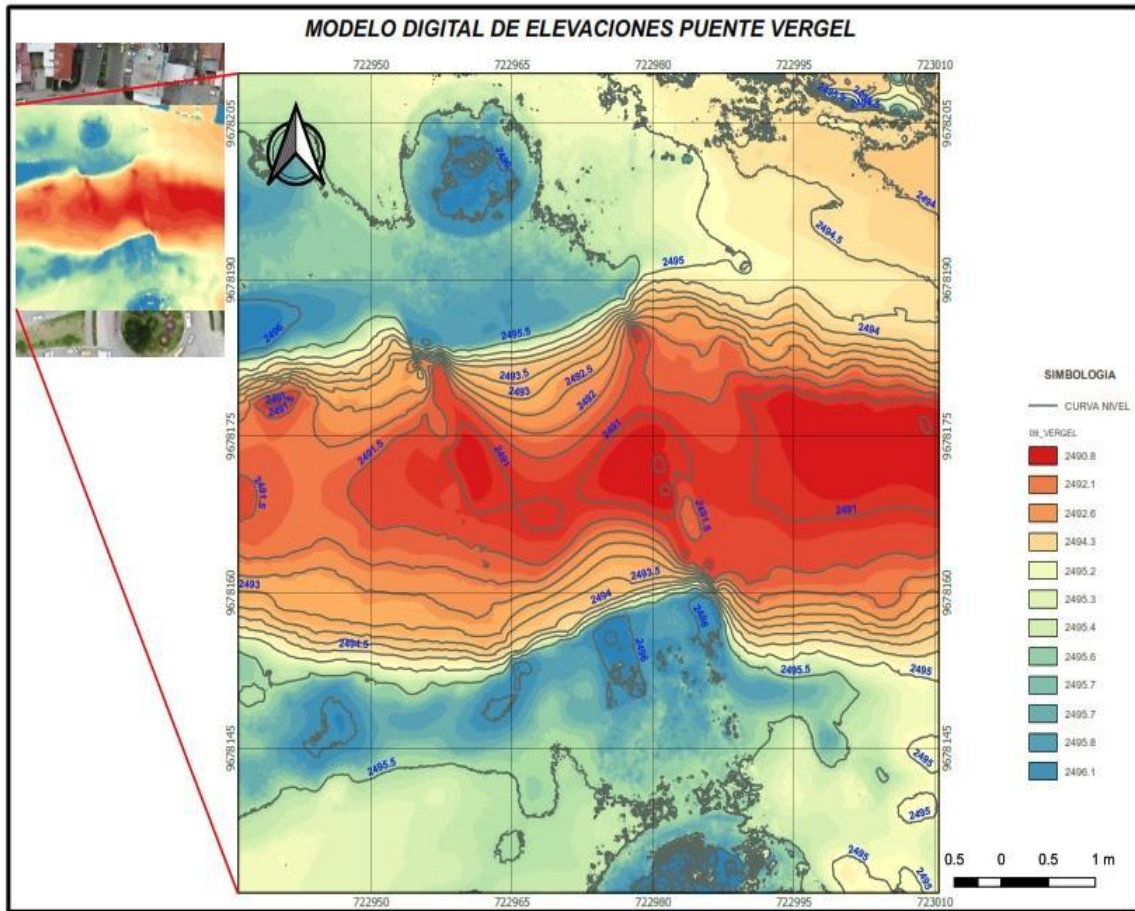








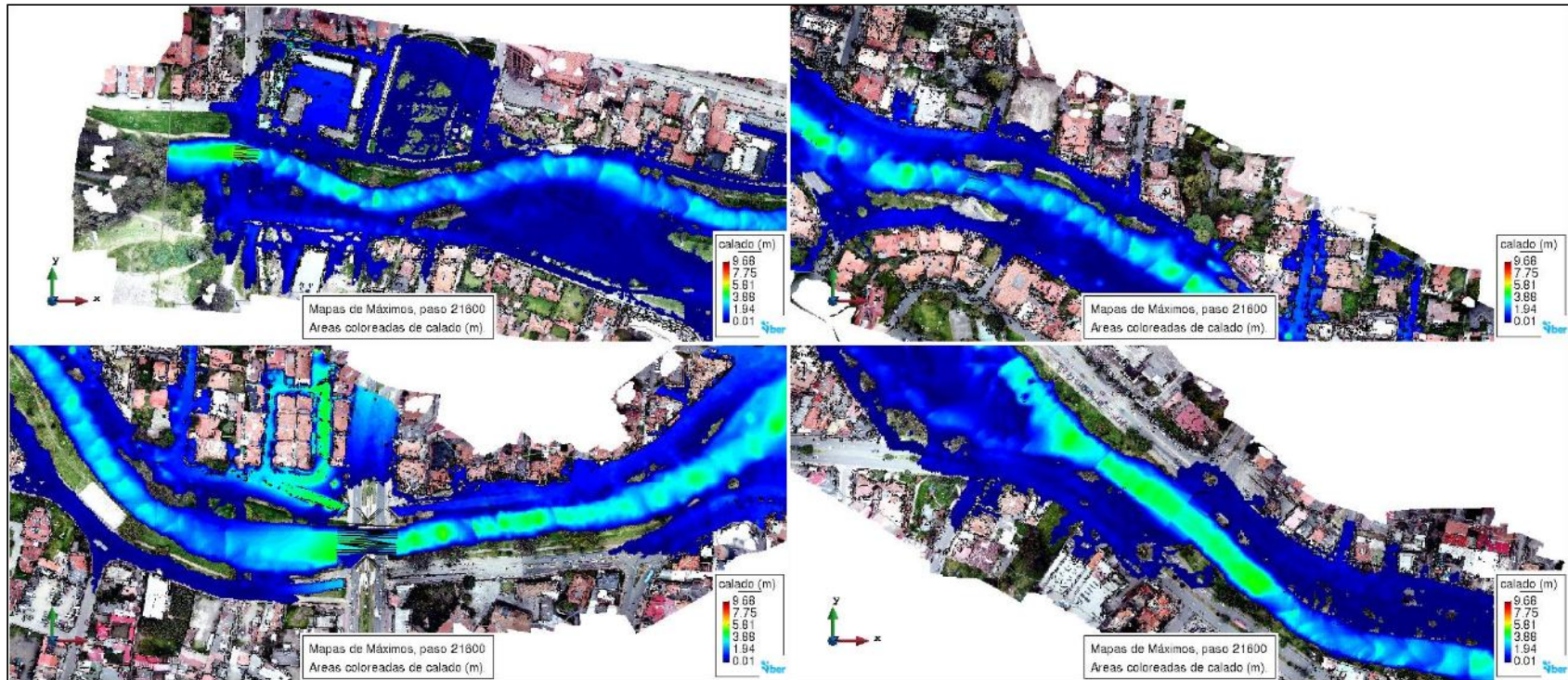






### ANEXO 5. Resultados del modelo IBER.

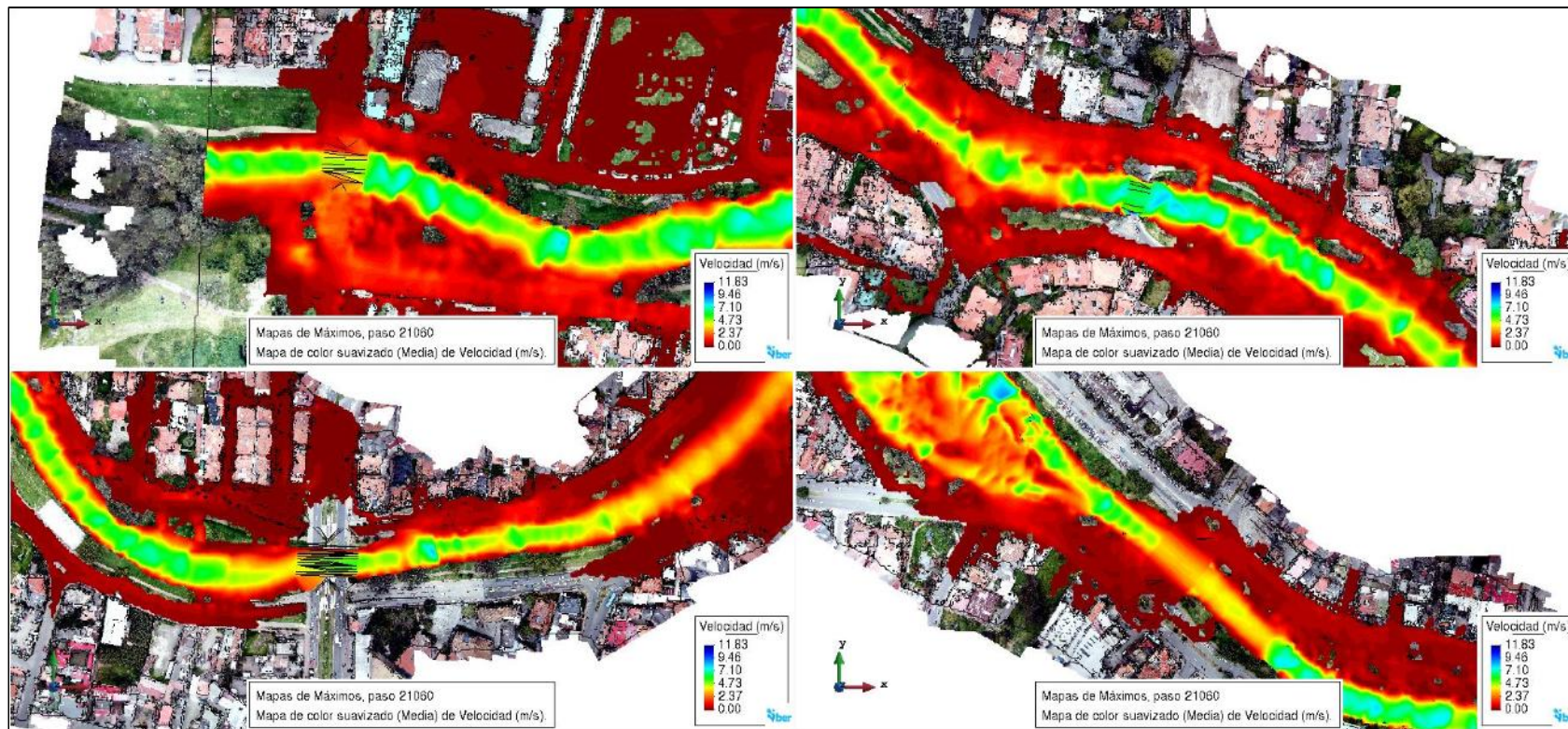
1. Mapa de valores máximos del calado en la zona de los puentes Balzain, Cazhapata, Américas y Corazones obtenidas con el modelo IBER para un período de retorno de 100 años.





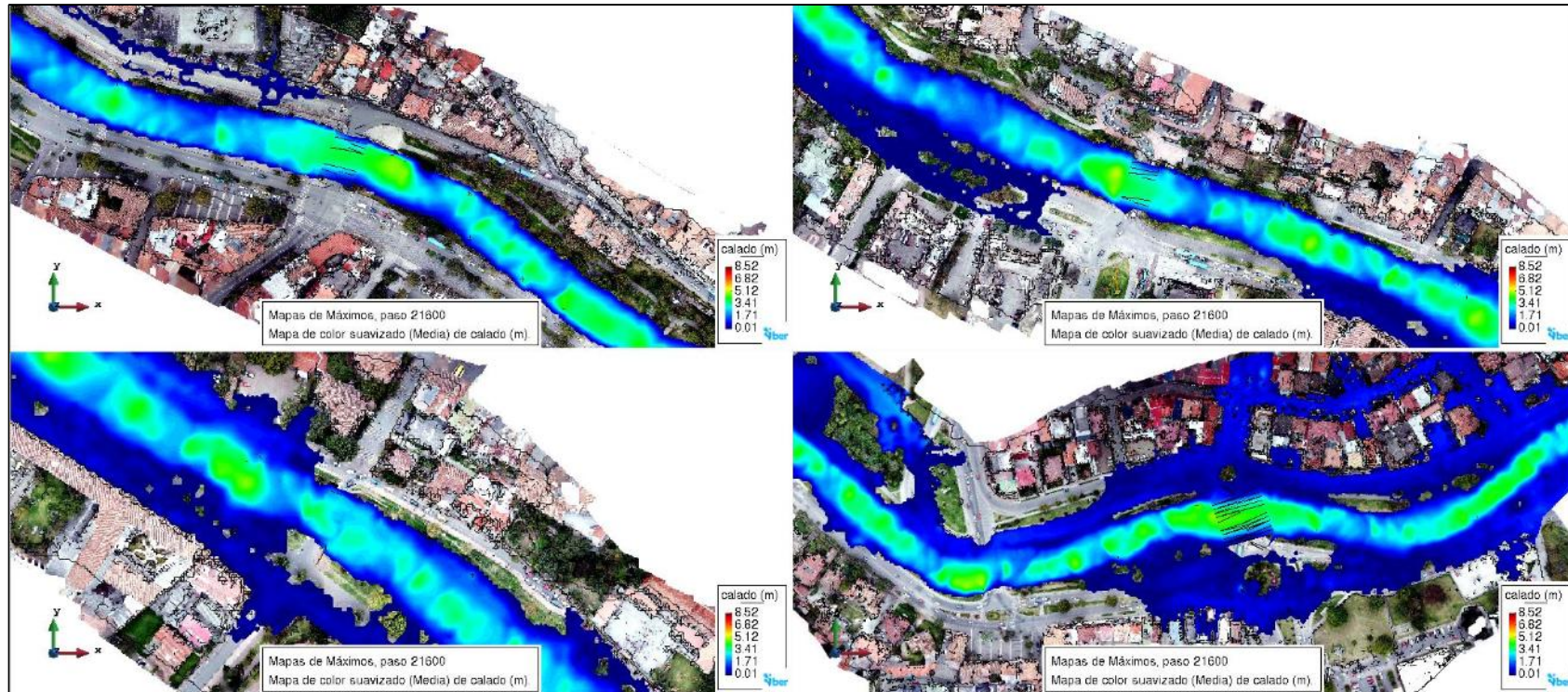


2. Mapa de velocidades máximas en la zona de los puentes Balzain, Cazhapata, Américas y Corazones obtenidas con el modelo IBER para un período de retorno de 100 años.



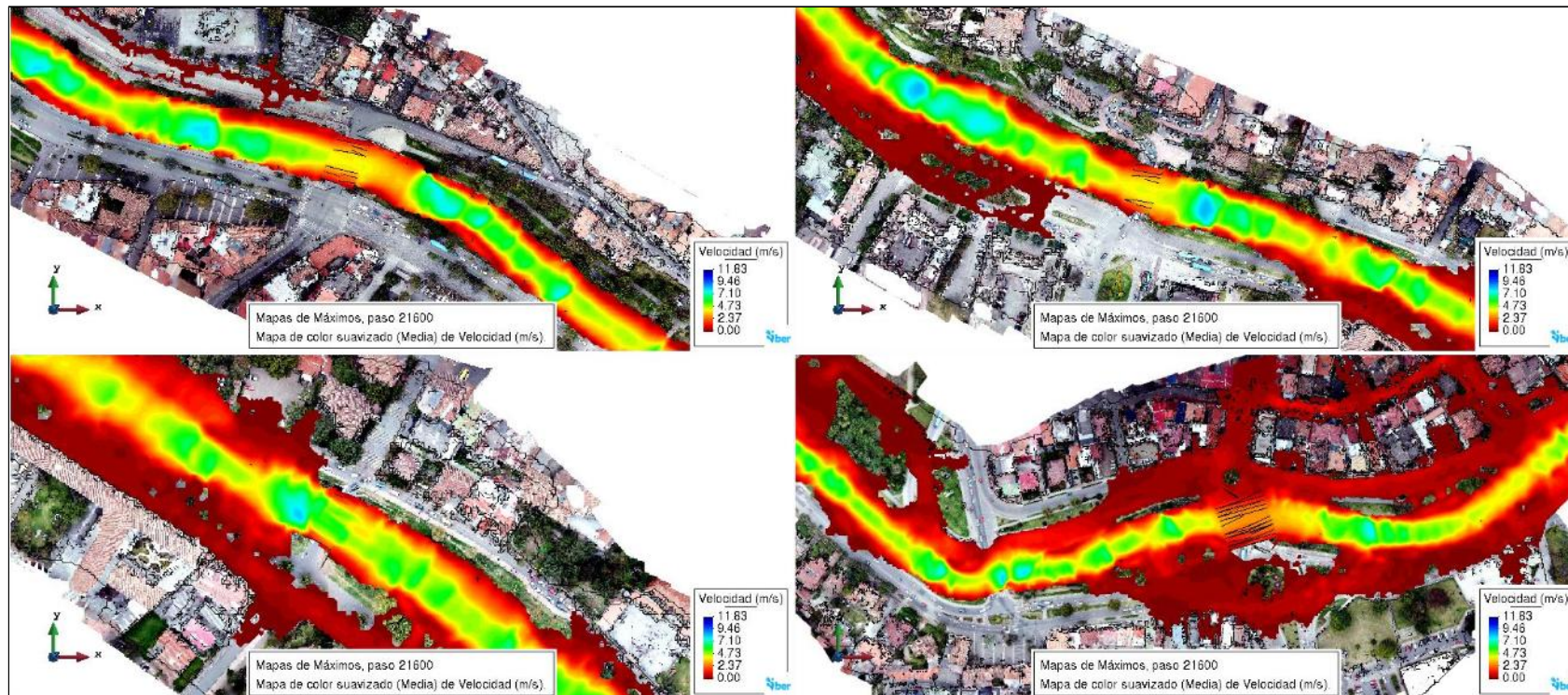


3. Mapa de valores máximos del calado en la zona de los puentes Vado, Centenario, Escalinatas y Vergel obtenidas con el modelo IBER para un período de retorno de 100 años.





4. Mapa de velocidades máximas en la zona de los puentes Vado, Centenario, Escalinatas y Vergel obtenidas con el modelo IBER para un período de retorno de 100 años.





## 9. BIBLIOGRAFÍA:

Aguirre Granda, D. M., & Berrezueta Tapia, R. A. (10 de 2016). Protecciones naturales contra la socavación en ríos: estudio de caso del río tomebamba. Cuenca, Ecuador.

Ballarín Ferrer, D., & Rodríguez Muñoz, I. (2013). España: Confederación Hidrográfica del Duero (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente).

Béjar, M. V. (2014). *Cálculos Hidrológico e hidrráulicos en Cuenas Hidrográficas*. Perú: Limusa.

Brunner, G. W. (2016). *System Hydraulic Reference Manual*. U.S.A: Davis. C.A.

Campos Aranda, D. F. (02 de 2014). Análisis regional de frecuencia de crecientes en la región hidrológica no. 10 (Sinaloa), México. 1: índices de estacionalidad y regiones de influencia. 48(2).

Cárdenas Toro, A., Lobo Vélez, S., & Sanguino Cañizares, L. F. (2015). *Métodos para la elaboración de curvas de calibración*. España.

Carrasco Vintimilla, M. I. (25 de 05 de 2014). <https://www.eltelegrafo.com.ec>. Obtenido de /noticias/regional/1/panico-en-1950-cuenca-el-rio-se-lleva-todo-a-su-paso: <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/regional/1/panico-en-1950-cuenca-el-rio-se-lleva-todo-a-su-paso>

Ceballos Lopez, J. D. (10 de 2011). Modelación hidráulica y morfodinámica de cauces sinuosos aplicación a la quebrada la marinilla (ant). Medellín, Colombia.

Chimborazo, J. (2019). *Evaluación hidrológica e hidráulica del Río Tomebamba tramo Balzay-Monay mediante modelación matemática del flujo en uni y bidimensional*. Cuenca.

Coello MSC, C. (01 de 2003). Estudios Definitivos para el puente sobre el río Anzu, Ubicado en los Cantones Tena y Carlos Julio Arosemena Tola. *Estudio hidrologico-Hidraulico*. Ecuador.

EL COMERCIO. (21 de 06 de 2019). <https://www.elcomercio.com>. Obtenido de /actualidad/caudal-rio-tomebamba-incremento-cuenca.html: <https://www.elcomercio.com/actualidad/caudal-rio-tomebamba-incremento-cuenca.html>

El Telégrafo. (12 de 10 de 2014). <https://www.eltelegrafo.com.ec>. Obtenido de noticias/regional/1/en-30-anos-ha-mejorado-la-calidad-del-agua-de-los-rios-de-cuenca: <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/regional/1/en-30-anos-ha-mejorado-la-calidad-del-agua-de-los-rios-de-cuenca>



- Enciso, A., Carvajal Escobar, Y., & Sandoval, M. (02 de 2016). 2 Análisis hidrológico de las crecientes históricas del río Cauca 3 en su valle alto. Calí, Colombia.
- Equipo Técnico de la Dirección de Monitoreo de Eventos Adversos. (14 de 04 de 2017). <https://www.gestionderiesgos.gob.ec>. Obtenido de /wp-content/uploads/downloads/2017/04/InformeSituación\_EpocaLluviosa\_14042017\_11h00.pdf: [https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/04/InformeSituaci%C3%B3n\\_EpocaLluviosa\\_14042017\\_11h00.pdf](https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/04/InformeSituaci%C3%B3n_EpocaLluviosa_14042017_11h00.pdf)
- FLANDOLI, F. (18 de 01 de 2015). <https://francescaflandoli.wordpress.com>. Obtenido de /2015/10/18/rio-tomebamba-o-julian-matadero/: <https://francescaflandoli.wordpress.com/2015/10/18/rio-tomebamba-o-julian-matadero/>
- GoRaymi en Ecuador. (s.f.). <https://www.goraymi.com>. Obtenido de es-ec/cuenca/rio-tomebamba-ad672a994: <https://www.goraymi.com/es-ec/cuenca/rio-tomebamba-ad672a994>
- Grupo Biotar universidad de sevilla. (s.f.). <http://aula.aguapedia.org>. Obtenido de /pluginfile.php/16465/mod\_resource/content/0/morfologia.pdf: [http://aula.aguapedia.org/pluginfile.php/16465/mod\\_resource/content/0/morfologia.pdf](http://aula.aguapedia.org/pluginfile.php/16465/mod_resource/content/0/morfologia.pdf)
- Guevara, M. E. (2016). *Socavación en puentes*. Popayán- Colombia: Universidad del Cauca.
- Hiru.eus. (2016). <https://www.hiru.eus>. Obtenido de /es/geologia/que-es-la-geomorfologia: <https://www.hiru.eus/es/geologia/que-es-la-geomorfologia>
- Marquín, J. (2019). Dinámica fluvial y gestión de las crecidas. *Los retos de la sostenibilidad ambiental y social*. Zaragoza, España.
- Martínez Martínez, M. M. (s.f.). <https://www.uaa.mx>. Obtenido de /rectoria/dcrp/?p=22326&pdf=22326: <https://www.uaa.mx/rectoria/dcrp/?p=22326&pdf=22326>
- Ollero Ojeda, A., Romeo García, R., Ballarín Ferrer, D., Bastida Colomina, G., Bellosta Zapata, J., Camarasa Belmonte, A., y otros. (06 de 2007). LAS ALTERACIONES GEOMORFOLÓGICAS DE LOS RÍOS. Madrid, España.
- Pérez Campomanes, G. (s.f.). <http://biblioteca.uns.edu.pe>. Obtenido de /saladocentes/archivoz/publicacionez/tema\_13\_analisis\_de\_crecientes.pdf: [http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/publicacionez/tema\\_13\\_analisis\\_de\\_crecientes.pdf](http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/publicacionez/tema_13_analisis_de_crecientes.pdf)
- Popovici, A. (2010). *Guid de proiectare privind hidraulica podurilor*. Bucuresti : Conspress.



Raymi, G. (03 de 04 de 2019). <https://lanacion.com.ec>. Obtenido de /puente-roto/:  
<https://lanacion.com.ec/puente-roto/>

riosdelplaneta.com. (30 de 03 de 2019). <https://riosdelplaneta.com>. Obtenido de /rio-tomebamba/:  
<https://riosdelplaneta.com/rio-tomebamba/>

Rocha Felices , A. (06 de 2010). COMENTARIOS SOBRE ASPECTOS HIDRÁULICOS DEL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES . Lima, Perú.

Rocha, A. (2013). *Introduccion a la hidráulica de las obras viales*. Lima: Fondo Editorial ICG.

SACOTO FIGUEROA, D. (03 de 2017). Análisis de vulnerabilidad de inundaciones del río yanuncay y evaluación de estructuras en el tramo comprendido entre barabón y los tres puentes. Cuenca, Ecuador.

Seaurz, A. (2006). Hidráulica de puentes . *Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes*. Piura, Peru.

Segura Serrano, L. (26 de 01 de 2014). Conocimiento de la dinámica fluvial como herramienta para la planificación territorial. Caso río Volcán, Buenos Aires, Puntarenas, Costa Rica. *Revista VI Encuentro de Investigación 2014*, 12-21.

Vallejo Llerena, E. C. (05 de 2014). Análisis de las crecidas presentadas en los ríos Tarqui, Yanuncay y Tomebamba desde 1997 hasta 2011. Cuenca, Ecuador.